

Grundlagen zur Verstärkung von Balkonplatten von Plattenbauten mit CFK - Lamellen

Abschlußbericht

von

F. S. Rostásy und U. Neubauer

Gefördert vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin

Zeichen: IV 1-5-837/97

Braunschweig, d. 25. 01. 1999

Inhaltsverzeichnis

- 1 Anlaß und Ziel des Forschungsvorhabens**
- 2 Inhaltliche Übersicht**
- 3 Beschreibung des Bauteils**
 - 3.1 Gesamtsituation im Bauwerk
 - 3.2 Balkonplatte
 - 3.3 Bauteilwiderstände
 - 3.3.1 Vorbemerkung
 - 3.3.2 Biegung
 - 3.3.3 Schub
 - 3.4 Beanspruchungen im rechnerischen Bruchzustand
 - 3.4.1 Nachweis der Spanngliedverankerung durch Verbund
- 4 Verstärkung mit CFK-Lamellen**
 - 4.1 Statisches Prinzip
 - 4.2 Werkstoffe
 - 4.3 Stand der Anwendung
- 5 Verbundverankerung der CFK-Lamellen**
 - 5.1 Bedeutung
 - 5.2 Stand der Forschung
 - 5.3 Das Modell der Verbundtragfähigkeit von Holzenkämpfer
 - 5.4 Eigene Versuche
 - 5.4.1 Programm und Aufbau der Versuche
 - 5.4.3 Versagensarten
 - 5.4.4 Verbundbruchkräfte
 - 5.5 Zwischenfaserbruch
 - 5.5.1 Vorbemerkungen
 - 5.5.2 Stand der Forschung
 - 5.5.3 Eigene Untersuchungen
 - 5.5.3.1 Vorbemerkungen
 - 5.5.3.2 Die ESPI - Meßtechnik
 - 5.5.3.3 Modellansatz für den Zwischenfaserbruch am Verbundsystem Lamelle Kleber - Beton
 - 5.5.4 Schlußfolgerungen und weiterer Forschungsbedarf
- 6 Lamellengrenzdehnung**
 - 6.1 Kriterium Verhinderung von Lamellenzugbruch
 - 6.2 Kriterium Verhinderung der Lamellenentkoppelung bei hohen Dehnungen
 - 6.2.1 Vorbemerkungen
 - 6.2.2 Zentrische Zugversuche an Dehnkörpern
 - 6.2.3 Entkoppelungsbeginn bei Biegebauteilen
 - 6.2.4 Anwendung auf die Balkonplatten, Typ WBS 70
 - 6.3 Kriterium Verhinderung des Fließens der Innenbewehrung unter Gebrauchslasten
 - 6.4 Festlegung der Lamellengrenzdehnung

7 Eigene Plattenversuche

7.1 Biegeschubversuche an vorgespannten Balkonplatten, Typ WBS 70

7.1.1 Vorbemerkungen

7.1.2 Versuchskörper

7.1.3 Rechnerische Biegebruchmomente

7.1.4 Bauteilverhalten im Versuch

7.1.5 Lamellenzugkraft und Lamellenverankerung bei Platte P2

7.2 Biegeschubversuche an mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonplatten,

7.2.1 Stahlbetonplatten, verstärkt mit CFK-Lamellen Typ S&P

7.2.2 Stahlbetonplatten, verstärkt mit CFK-Lamellen, Typ Sika CarboDur

8 Zugkraftdeckung und Lamellenverankerung

9 Dimensionierungshilfe für die Sofortentscheidung auf der Baustelle

9.1 Anwendungsgrenzen

9.2 Erforderliche Lamellenanzahl

9.2.1 Feststellungen vor Ort

9.2.2 Wahl der Lamellenanzahl

9.3 Konstruktionsregeln, Ausführung

10 Weiterer Forschungsbedarf

11 Zusammenfassung

1 **Anlaß und Ziel des Forschungsvorhabens**

In der ehemaligen DDR waren Großtafelbauten im Wohnungsbau sehr weit verbreitet und sind in hoher Zahl in allen Städten anzutreffen. Auch heute noch müssen viele dieser Wohnungsbauten aus unterschiedlichen Gründen saniert werden. Bei dem seit 1970 gebauten Typ WBS 70 müssen viele der sehr schlanken, ca. 6 m weit parallel zur Außenwand gespannten Spannbetonbalkonplatten ertüchtigt werden. An einer großen Zahl dieser Balkonplatten wurden große, weiter zunehmende Durchbiegungen festgestellt. Zur Wiederherstellung der Gebrauchstauglichkeit, die durch Pfützenbildung beeinträchtigt ist, ist die Nivellierung der Oberfläche durch Aufbringen eines Fließestrichs vorgesehen. Eine wegen dieser geplanten Lasterhöhung durchgeführte Nachrechnung ergab eine nach derzeit geltenden Lastnormen nicht ausreichende Biegetragfähigkeit. Es ist daher eine Ertüchtigung dieser Elemente erforderlich.

Als eine für diesen Anwendungsfall sehr geeignete Verstärkungsmethode wurde das Aufbringen äußerer Zusatzbewehrung in Form geklebter Lamellen aus kohlenstoffaserverstärktem Kunststoff (CFK-Lamellen) gewählt. Damit ist es auf einfache Weise möglich, die Biegetragfähigkeit von Betonbauteilen ohne nennenswertes Zusatzgewicht oder Querschnittsänderung zu erhöhen.

Diese Verstärkungsmethode, deren Vorläufer das seit über 30 Jahren bekannte und oft erfolgreich angewandte Verstärken mit aufgeklebten Stahllaschen ist, ist noch relativ jung. Seit ca. 10 Jahren wird sie vor allem im Ausland, insbesondere in der Schweiz, in Nordamerika und Japan praktiziert. Die ersten Anwendungen in Deutschland fanden 1995 bei den zuvor beschriebenen Balkonplattenverstärkungen in Magdeburg statt. Im Rahmen der damals erforderlichen Zustimmung im Einzelfall wurde vom Berichtersteller eine einfache Dimensionierungsanweisung erarbeitet, die auf den üblichen Ingenieurwerkzeugen und darüberhinaus auf nicht experimentell abgesicherten Annahmen beruhte [1]. Damit wurden inzwischen eine große Anzahl von Balkonplattenverstärkungen dimensioniert.

Inzwischen ist das Wissen, i. w. bedingt durch viele Versuche im Rahmen von Zulassungsverfahren für CFK-Lamellen sowie von weiteren praktischen Anwendungen sowie durch theoretische Überlegungen deutlich gewachsen. Das Forschungsvorhaben, über das hier berichtet wird, hat die Erarbeitung bzw. Zusammenstellung von Grundlagen für ein einfach zu handhabendes Bemessungswerkzeug für die sichere Dimensionierung der Verstärkung von Balkonplatten bei Großtafelbauten des Typs WBS 70 zum Ziel.

Es soll ermöglichen, in Abhängigkeit von einer mit einfachen Mitteln durchgeführten Zustandserfassung sowie der geplanten Lasterhöhung unmittelbar vor Ort die Anzahl der erforderlichen Verstärkungslamellen festzulegen. Dieses Dimensionierungswerkzeug, in das die gewonnenen Erkenntnisse anwendungsspezifisch eingearbeitet werden, soll dem derzeitigen Stand des Wissens entsprechen.

Diese Forschungsarbeit wurde in dankenswerter Weise vom Deutschen Institut für Bautechnik gefördert.

2 **Inhaltliche Übersicht**

Zunächst wird die Situation des bestehenden Bauteils vorgestellt und die Notwendigkeit der Verstärkung belegt. Anschließend wird die Verstärkungsmethode mit geklebten CFK-Lamellen einschließlich der Baustoffe beschrieben.

In den folgenden Abschnitten werden die einzelnen Dimensionierungsschritte bzw. Nachweise behandelt. Hier wird die jeweils relevante Literatur angegeben. Es folgen die Beschreibungen der eigenen Versuche sowie die Ableitung von Bemessungsmodellen oder -ansätzen.

Im letzten Abschnitt werden schließlich die gewonnenen Erkenntnisse anwendungsspezifisch zu einem einfach zu benutzenden Dimensionierungswerkzeug zusammengeführt, mit dem eine schnelle Festlegung der erforderlichen Lamellenanzahl je Bauteil vor Ort möglich ist.

3 Beschreibung des Bauteils

3.1 Gesamtsituation im Bauwerk

Der Wohnungsbau mit Großtafelbauten des Typs WBS 70 wird seit 1970 betrieben. Die Balkone sind einfeldrig parallel zur Außenwand gespannt und vom Wohnzimmer aus zugänglich. Die am häufigsten angewendete Lösung, die auch Gegenstand dieser Untersuchung war, ist die ca. 6 m weit gespannte und ca. 1,20 m breite Balkonplatte, die auf Streifenkonsolen aufliegt. Diese sind monolithisch mit den scheibenartigen sog. Schaftelementen verbunden, die dem eigentlichen Gebäude vorgesetzt und separat geründet sind. Sie nehmen auch die vorgehängte Brüstungsplatte auf (Bild 1).



Bild 1: Ansicht einer Fassade mit Balkonplatten während der Verstärkungsarbeiten, Brüstungsplatten entfernt

Hinsichtlich der Anbindung der Balkonplatte an die Deckenplatte des Baukörpers wurden unterschiedliche Varianten, z. B. mit Schubdübeln und Edelstahlverbindungen ausgeführt. Diese haben jedoch keinen Einfluß auf das hier betrachtete Tragverhalten des separaten Einfeldsystems der Balkonplatte.

3.2 Balkonplatte

Die Balkonplatten sind im Spannbettverfahren, d. h. mit sofortigem Verbund exzentrisch vorgespannte Rechteckplatten, die einachsrig zwischen zwei Streifenkonsolen spannen. Die Vorspannung besteht planmäßig aus neun Spanndrähten St 140/160, entsprechend St 1375/1570 oval, gerippt mit einer Querschnittsfläche von $A_z = 40 \text{ mm}^2$ / Spanndraht, [2, 3] Die Anfangs-

vorspannung beträgt nach [2, 3] $\sigma_{z0} = 820 \text{ N/mm}^2$. Bis auf eine geringe z. T. schlaufenartige konstruktive Bewehrung im Randbereich, die gleichzeitig als Anschlagpunkte für das Hebezeug dient, enthält die Platte keine schlaffe Bewehrung. Die Betondeckung beträgt planmäßig $\text{nom } c = 3,0 \text{ cm}$. Es werden jedoch häufig Abweichungen von diesem Maß festgestellt. Die Betonfestigkeitsklasse wird mit planmäßig BK 25, entsprechend B 25 nach DIN 1045 angegeben.

In Bild 2 ist die planmäßige Geometrie, und Bewehrung der Balkonplatte (Regelkonstruktion) dargestellt.

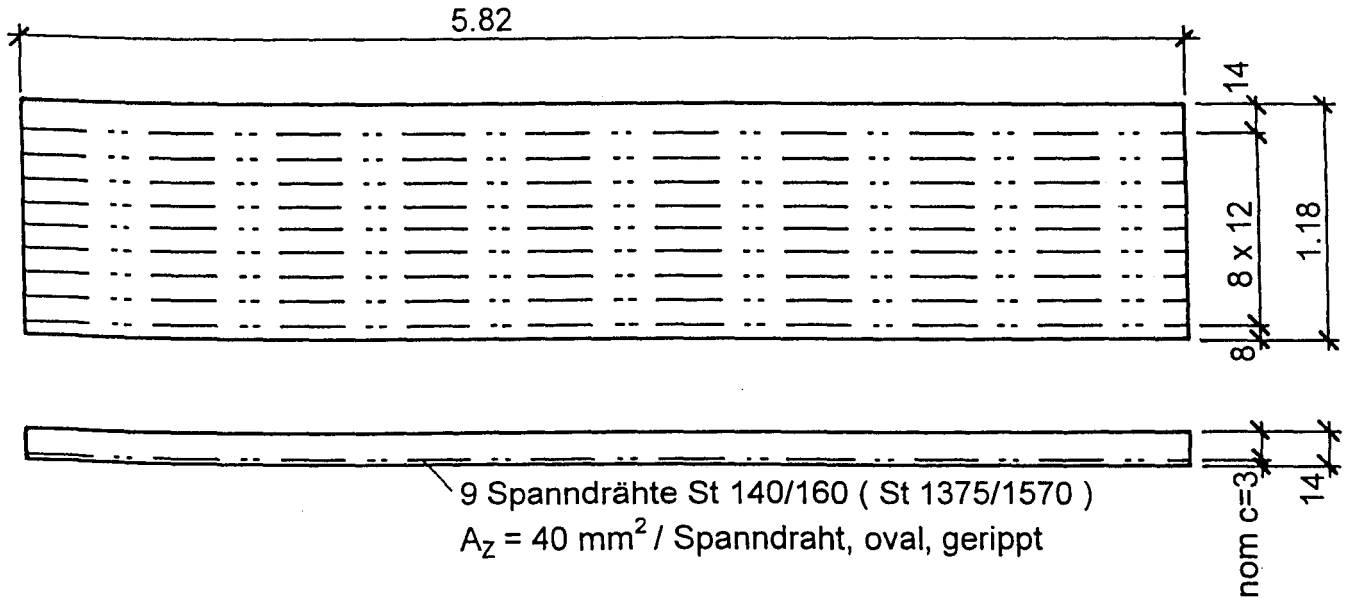


Bild 2: Planmäßige Geometrie und Bewehrung der Balkonplatte nach [2]

3.3 Bauteilwiderstände

3.3.1 Vorbemerkung

Im Folgenden wird die vorhandene Tragsicherheit der planmäßig ausgeführten Balkonplatte gegenüber Lasten nach der derzeit geltenden Norm DIN 1055 unter Berücksichtigung infolge der Zusatzlast infolge des Ausgleichsestrichs ermittelt. Die Berechnung der Tragfähigkeit erfolgt mit den charakteristischen Werkstoffwerten.

3.3.2 Biegung

Die Ermittlung der Biegetragfähigkeit erfolgt elektronisch mit einem Programm für die iterative Berechnung von Massivbauquerschnitten. Die Arbeitslinie des Betons wird nach DIN 4227, T.1 angenommen. Für den Spannstahl wird eine bilineare elastisch - plastische Arbeitslinie mit einem Elastizitätsmodul von $E_p = 2,05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ für Spanndrähte nach DIN 4227, T1 verwendet. Die zulässige Gesamtdehnung des Spannstahls im rechnerischen Bruchzustand, auch Grenzdehnung, kann in Anlehnung an EC 2 zu $\text{grenz } \epsilon_z = 10 \text{ ‰}$ angesetzt werden. Bei einer Spannstahlvordehnung von $\epsilon_{z0} = \sigma_{z0} / E_z = 820 / 205 = 4 \text{ ‰}$ folgt ohne Berücksichtigung von Kriech- und Schwindverlusten hieraus eine mögliche Zusatzdehnung bis zum rechnerischen Bruchzustand von $\Delta \epsilon_{z,u} = \text{grenz } \epsilon_z - \epsilon_{z0} = 10 - 4 = 6 \text{ ‰}$. Dies ist eine nur geringfügige Überschreitung der nach DIN 4227 zugelassenen Zusatzdehnung von 5 ‰. In Bild 3 sind die verwendeten Arbeitslinien beider Werkstoffe dargestellt. Für den Spannstahl wird die vorhandene Vorspannung unter Annahme von

Verlusten infolge Kriechens und Schwindens in Höhe von $\Delta k_s \approx 10\%$ zu $\sigma_{z0,ks} = 0,9 \sigma_{z0} = 738 \text{ N/mm}^2$ und damit die vorhandene Vordehnung zu $\varepsilon_{z0,ks} = 3,6\text{‰}$ angesetzt.

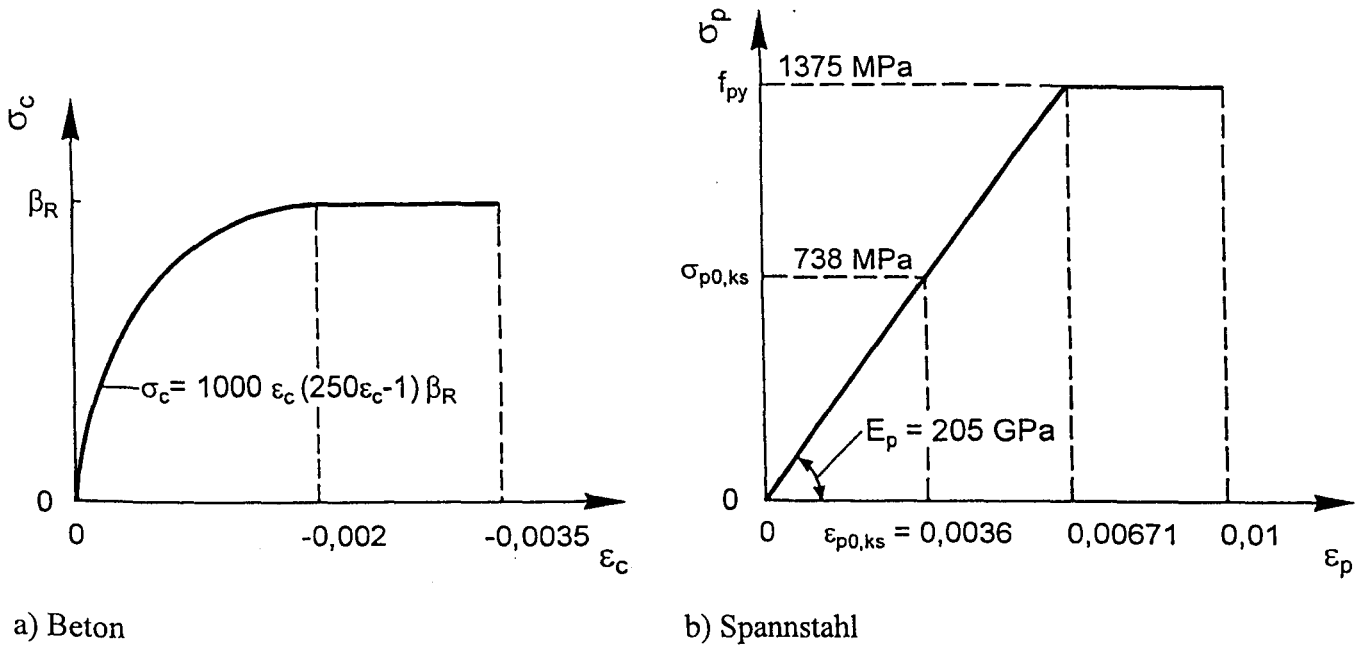


Bild 3: Rechnerische Arbeitslinien

Das rechnerische Biegebruchmoment, ermittelt mit charakteristischen Werkstoffwerten beträgt unter diesen Voraussetzungen :

$$\text{cal } M_{u0k} = 47 \text{ kNm}$$

Das rechnerische Versagen erfolgt durch Erreichen der Grenzdehnung des Spannstahls von $\varepsilon_z = 10\text{‰}$. Hierzu gehört eine Betondruckdehnung von $\varepsilon_{bu} = -2,0\text{‰}$.

3.3.3 Schub

Die im rechnerischen Bruchzustand zulässige Querkraft wird nach DIN 4227, T1, Abschn. 12.3.3 für Zone b, d. h. für den gerissenen Plattenbereich ermittelt. Die Berechnung erfolgt für das Gesamtbauteil mit der Breite $b = 1,18 \text{ m}$.

$$\text{cal } Q_u = \text{zul } \tau_0 \times b \times z = 3,2 \times 0,85 \times 0,105 \times = 0,337 \text{ MN} = 337 \text{ kN}$$

Hierin ist :

- zul τ_0 : Grundwert der Schubspannungen im rechnerischen Bruchzustand in Zone b nach DIN 4227, T1, Tab. 9, Zeile 57
- b : Gesamtbreite der Platte
- z : innerer Hebelarm, geschätzt $z \approx 0,85 h$ (h = statische Nutzhöhe)

3.4 Beanspruchungen im rechnerischen Bruchzustand

Geometrie und System

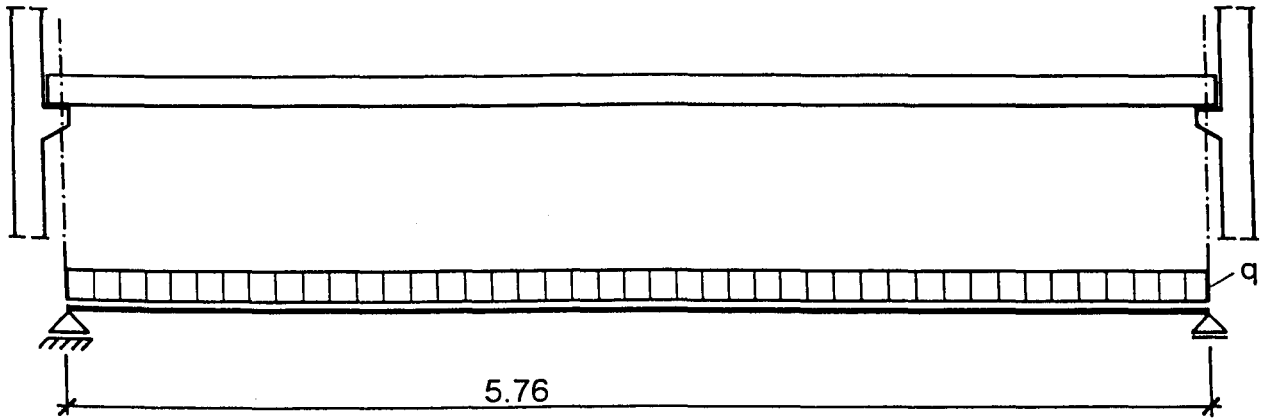


Bild 4: Planmäßige Geometrie und statisches System der Balkonplatte

Lasten

Entsprechend den gemessenen maximalen Durchbiegungen wird die Dicke des Ausgleichsestrichs gleichmäßig mit $d_E = 3,0$ cm angesetzt. Damit sind auch Lasten infolge zusätzlicher Beschichtungen und der Verstärkungslamellen einschl. Kleber abgedeckt.

Konstruktionsbeton	:	$1,18 \times 0,14 \times 25$	= 4,13 kN/m
Ausgleichsestrich	:	$1,18 \times 0,03 \times 22$	= 0,78 kN/m
Verkehrslast für Balkone bis zu 10 m^2 :		$1,18 \times 5,0$	= <u>5,90 kN/m</u>
			<u>$q = 10,81 \text{ kN/m}$</u>

Vorhandenes Biegemoment unter Gebrauchslasten:

$$M_k = 10,81 \times 5,76^2 / 8 = 44,8 \text{ kNm}$$

Vorhandene Querkraft unter Gebrauchslasten:

$$Q_k = 10,81 \times 5,76 / 2 = 31,1 \text{ kN}$$

Für den Schubnachweis maßgebende Querkraft bei $d/2$ vor Auflagerkante:

$$\text{maßg. } Q_k = 31,1 - (0,03 + 0,14/2) \times 10,81 = 30 \text{ kN}$$

Vorhandene rechnerische Tragsicherheit gegenüber charakteristischen Einwirkungen:

Biegung

$$\text{vorh cal } \gamma_B = \text{cal } M_{uk} / M_k = 47 / 44,8 = 1,05$$

Schub:

a) Einhaltung der Schubspannungsgrenze nach DIN 4227, T1, 12.3.3

$$\text{vorh cal } \gamma_Q = \text{cal } Q_u / \text{maßg. } Q_k = 337 / 30 = 11,2 > 1,75 \checkmark$$

b) Schubbewehrung

Die Grenze der schiefen Hauptzugspannung σ_1 in Zone a (Zustand I) bzw. der Schubspannungen τ in Zone b (Zustand II) im rechnerischen Bruchzustand von $0,8 \text{ N/mm}^2$ nach DIN 4227, T1, Tab. 9, Zeile 51 wird eingehalten. Damit kann gemäß DIN 4227 T1, 12.4.1 ein Nachweis der Schubdeckung durch Bewehrung entfallen.

Wie bei der sehr großen Schlankheit von $l/d = 41$ zu erwarten war, wird die Biegetragfähigkeit maßgebend. Eine vorhandene Sicherheit gegen Biegebruch von $\gamma_B = 1,05 < 1,75$ muß selbst bei bestehenden Bauteilen als zu niedrig betrachtet werden, so daß eine Erhöhung der Biegetragfähigkeit erforderlich ist. Das verstärkte Bauteil wird wegen der vergleichsweise geringen Erfahrung mit der geplanten Verstärkungsmethode von einer Abminderung des Gesamtsicherheitsbeiwertes für bestehende Bauteile abgesehen und ein Wert von $\gamma = 1,75$ angesetzt. Daraus ergibt sich ein erforderliches Biegebruchmoment von

$$\text{erf } M_{uv} = \gamma_B \times M_k = 1,75 \times 44,8 = 78,4 \text{ kNm}$$

Der erforderliche Biegeverstärkungsgrad als das Verhältnis des erforderlichen Biegebruchmomentes im verstärkten zu dem im unverstärkten Zustand beträgt damit:

$$\text{erf } \eta_B = \text{erf } M_{uv}/M_{uk} = 78,4/47 = 1,67$$

Die Biegetragfähigkeit muß also um 67% erhöht werden.

3.3.4 Nachweis der Spanngliedverankerung durch Verbund

Dieser Nachweis wird nach DIN 4227, T1, 14.2, Bedingung b) geführt. Für den Vergleichsdurchmesser eines ovalen Spanndrahtes von $d_v = 7,14 \text{ mm}$ und einem Verbundbeiwert von $k_1 = 60$ sowie direkter Lagerungsbetragt die hinter der Auflagervorderkante anzuordnende Verankerungslänge

$$l_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q_u}{\text{zul} \sigma_z \cdot A_z} \cdot k_1 \cdot d_v = \frac{2}{3} \cdot \frac{1,75 \cdot 31,1}{86,4 \cdot 3,6} \cdot 60 \cdot 0,714 = 5,0 \text{ cm}$$

Diese Länge ist kleiner als die planmäßig vorhandene Auflagertiefe von $l_a = 7 \text{ cm}$. Damit ist der Nachweis der Spanngliedverankerung durch Verbund erbracht.

4 Verstärkung mit CFK-Lamellen

4.1 Statisches Prinzip

Die Biegetragfähigkeit eines Betonbauteils kann durch eine zusätzliche Biegezugbewehrung erhöht werden. Hierfür ist eine Tragreserve der Betondruckzone Voraussetzung. Bei Platten und Plattenbalken ist diese meist erfüllt.

Der zusätzliche ideal-elastische Zuggurt in Form der CFK-Lamelle wird über einen hochfesten Kleber schubfest mit der Zugzone verbunden. Es liegt also eine mehrlagige Bewehrung mit unterschiedlichen Arbeitslinien vor. Hierbei endet die äußerste Bewehrungslage für Verstärkungen auf positive Momente an der Bauteilunterseite meist vor den Auflagervorderkanten, da die Lamellen nachträglich über die lichte Weite des Bauteils verklebt werden. An Endauflagern liegt das Lamellenende daher im Zugkraftbereich. Ähnlich wie im konventionellen Stahlbetonbau muß der auf das Bewehrungselement entfallende Zugkraftanteil über Verbund, hier über Klebverbund außerhalb der Gesamtzugkraftlinie verankert werden.

Die über Klebverbund verankerbare Verbundbruchkraft sowie die erforderliche Verankerungslänge waren wichtige Forschungsgegenstände. Nur die Kenntnis dieser Größen ermöglicht eine sichere

Zugkraftdeckung. Diese erfolgt bei lamellenverstärkten Balken, wie im konventionellen Stahlbetonbau und im Bruchzustand für Spannbetonbauteile nach der Fachwerkanalogie. Das Gleichgewicht im Fachermodell erfordert daher bei Balken i. d. R. die Umschließung der der Zuglamellen mit in der Druckzone verankerten Laschenbügeln. Mit diesen kann auch die Querkrafttragfähigkeit erhöht werden. Laschenbügel werden derzeit noch fast ausschließlich in Stahl ausgeführt. Lösungen aus CFK wurden jedoch bereits entwickelt. Bild 5 zeigt einen lamellenverstärkten gerissenen Stahlbetonbalken, sein Fachwerkmodell sowie die Zugkräfte nach Fachwerkanalogie.

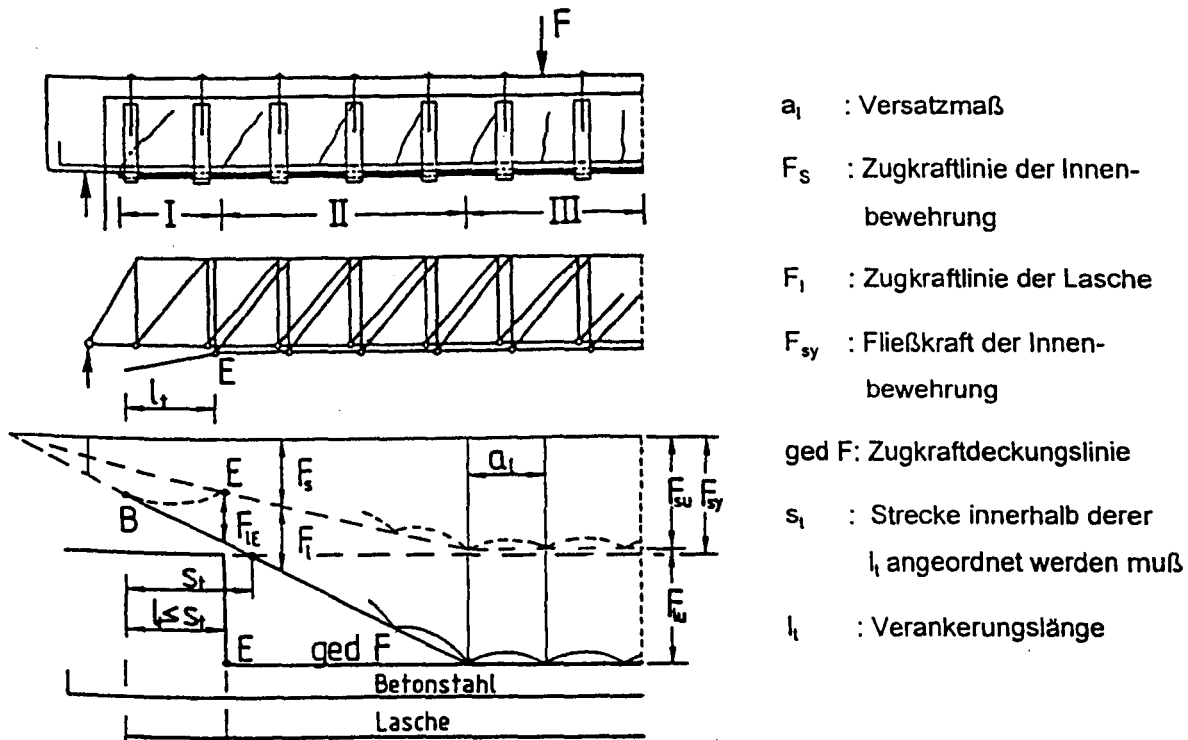


Bild 5: Lamellenverstärkter Stahlbetonbalken, Fachwerkmodell und Zugkräfte nach Fachwerkanalogie.

Bei Platten kann für geringe Schubbeanspruchungen auf eine Schubbewehrung verzichtet werden. Der Querkraftabtrag im Zustand II erfolgt hier nur über Mechanismen wie Druckbogen-Zugbandwirkung, Rißuferverzahnung, Biegung der Betonzähne sowie Dübelwirkung der Druckzone und der Längsbewehrung. Bei Spannbetonplatten muß in Zone a (Zustand I) ein Grenzwert der Hauptzugspannungen eingehalten werden. Diese Regelungen können auch für lamellenverstärkte Platten übernommen werden.

4.2 Werkstoffe

Handelsübliche CFK-Lamellen sind 1,0-1,4 mm dick und 50-100 mm breit mit ca. 70 Vol% hochfester Kohlenstoffasern in einem unidirektionalen Verbund mit einer Epoxidharzmatrix. Die Lamellenzugfestigkeiten von 2,5 bis 3,0 GPa übertreffen selbst die von hochwertigen Spannstählen deutlich. Die E-Moduli von 170-210 GPa liegen in der Nähe dessen des Stahls. Mit Mischungen von Fasern unterschiedlicher Festigkeiten und E-Moduli lassen sich die mechanischen Eigenschaften in gewissen Bereichen nach Wunsch einstellen. Das Werkstoffgesetz der Fasern ist für Längszug ideal-elastisch, was wegen des sehr geringen Beitrages der Matrix auch als für die

Lamelle gültig angesehen werden kann. Als Kleber werden hochfeste 2-komponentige, gefüllte Epoxidharzkleber verwendet.

4.3 Stand der Anwendung

Die Methode, die Biegetragfähigkeit von Betonbauteilen durch das Aufkleben äußerer Zusatzbewehrung in Form von Stahllaschen zu erhöhen, wird seit etwa 30 Jahren mit Erfolg angewendet und gehört zum Stand der Technik. Ihre Nachteile, wie die latente Korrosionsgefahr sowie hohes Gewicht der Stahllaschen und damit verbundene Ausführungsprobleme führten zur Suche nach Alternativen, die man im Bereich der Faserverbundwerkstoffe fand. Kohlenstofffasern sind die den anderen für diese Zwecke relevanten Fasertypen Glas- und Aramidfasern in fast jeder Hinsicht überlegen.

Theoretische und praktische Pionierarbeit wurde vor allem in der Schweiz geleistet. Die erste Anwendung war 1986 die Wiederherstellung der Biegetragfähigkeit einer Spannbetonbrücke, bei der durch Bohrarbeiten versehentlich ein Spannglied geschädigt wurde. Danach folgten bis heute zunächst in der Schweiz und später in anderen Ländern Europas eine Vielzahl von Anwendungen [4]. Der Einsatz von CFK-Lamellen weist eine deutlich steigende Tendenz auf.

In Japan und Nordamerika, insbesondere in den Erdbebengebieten finden bevorzugt andere Formen von Kohlenstoffaserprodukten Anwendung. Insbesondere flächige CF-Gelege, die auf das Bauteil laminiert werden, kommen für die Ertüchtigung von Bauwerken gegen seismische Beanspruchungen zum Einsatz, z. B. als zusätzliche Umschnürungsbewehrung für Stützen aber auch zur Verstärkung von Biegeträgern oder Mauerwerk [5,6]. Mit CFK-Lamellen wurden in Europa auch bereits Mauerwerk für Scheibenbeanspruchung [7] sowie Biegeträger aus Holz [8,9] verstärkt.

Der Schwerpunkt liegt aber eindeutig bei der Verstärkung von Betonbiegebauteilen. Der Berichtersteller sowie das IBMB haben die wichtigsten Erstanwendungen in Deutschland beratend und durch Versuche begleitet. Insbesondere sei hier die Betreuung des Verfahrens für die erste Zustimmung im Einzelfall zum Einsatz von CFK-Lamellen in Deutschland genannt. Sie betraf die Verstärkung der ersten Balkonplatten des in diesem Bericht behandelten Typs WBS 70 in Magdeburg [1,10]. Weitere Anwendungen, die unter maßgeblicher Mitwirkung des IBMB zustande kamen, waren die Verstärkung einer Kassettendecke in einem Hochschulbau [11] sowie die Verstärkung dreier Straßenbrücken [12,13].

Inzwischen liegen allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen für insgesamt drei CFK-Lamellentypen von zwei Herstellern vor, für die die Zulassungsversuche am IBMB durchgeführt wurden. Bemessungsrichtlinien wurden vom Berichtersteller erarbeitet. Seit Vorliegen der Zulassungen hat die Anwendung der Verstärkungsmethode mit geklebten CFK-Lamellen einen weiteren Schub erfahren.

5 Verbundverankerung der CFK-Lamellen

5.1 Bedeutung

Wie in 4.1 ausgeführt, darf die Gesamtzugkraftlinie nicht eingeschnitten werden, d. h. die Verankerungslängen aller Bewehrungsstränge müssen außerhalb dieser liegen. Dies erfordert die Kenntnis der über Klebverbund von der Lamelle auf den Beton übertragbaren Kraft und der dazugehörigen Verklebelänge. Diese Größen bestimmen auch die Entkoppelung der Lamelle vom Beton an Biegerissen im Bereich großer Momente.

5.2 Stand der Forschung

Das Verbundtragverhalten von Klebebewehrung wurde zunächst für Stahllaschen ausführlich untersucht und in Ingenieurmodelle gefaßt [14-17]. Das Verbundmodell von Holzenkämpfer [14] ist allgemein für elastische Lamellenwerkstoffe formuliert und basiert auf der nichtlinearen Spröbruchmechanik des Betons. Hankers [17] erweiterte das Modell auf nicht vorwiegend ruhende Beanspruchung. Pichler legte ein Modell vor, mit dem die verbundtrag-fähigkeitserhöhende Wirkung aktiv aufgebracht Anpreßdrücke normal zur Klebfuge quantifiziert werden kann [16].

Mittlerweile liegt auch umfangreiches Versuchsmaterial über CFK-Lamellen vor [18,19]. In insgesamt 64 Verbundversuchen konnte festgestellt werden, daß das Verbundmodell von Holzenkämpfer [14] auch für CFK-Lamellen gültig ist, sofern der Verbundbruch als oberflächennaher Betonzugbruch eintritt. Bei CFK-Lamellen werden jedoch auch noch andere Verbundbrucharten, vor allem Zwischenfaserbruch beobachtet [20], die nicht durch das bestehende Verbundmodell abgedeckt sind. Mechanismus und Konsequenz dieser Bruchart sind Gegenstand laufender Forschung. Mit Fragen des Verbundes von sehr dünnen CF-Gelege (s. 4.3) befaßten sich in letzter Zeit eine Reihe weiterer Autoren [21-26].

5.3 Das Modell der Verbundtragfähigkeit von Holzenkämpfer

Das Modell der Verbundtragfähigkeit geklebter Bewehrung auf Beton von Holzenkämpfer [14] beruht auf der nichtlinearen Spröbruchmechanik des Betons und ist für beliebige elastische Lamellenwerkstoffe formuliert, war zunächst jedoch nur für Stahllaschen experimentell abgesichert. In [14] wird die Modellbildung und die experimentelle Absicherung am symmetrischen Zug - Druck - Doppellaskörper vorgenommen (Bild 6).

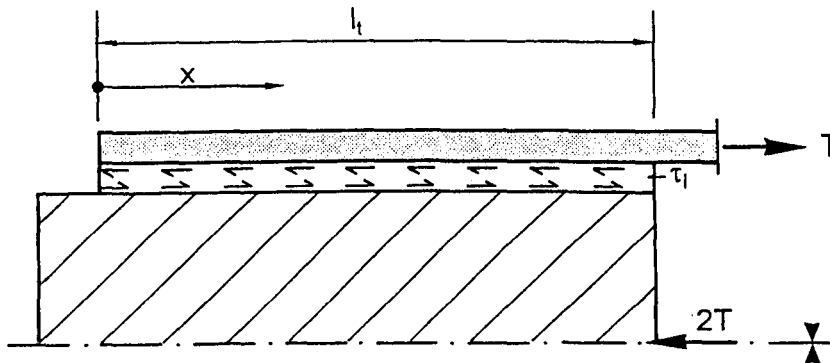


Bild 6: Prinzip des Zug - Druck - Doppellaskörpers

Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes ist die grundlegende Verträglichkeitsbedingung:

$$\frac{d^2 s_l}{dx^2} - \frac{K}{E_l t_l} \tau_l(s_l) = 0 \quad (1)$$

mit:

- s_l : lokale Relativverschiebung zwischen Lamelle und Betonuntergrund
- K : Faktor zur Berücksichtigung des Steifigkeitsverhältnisses Lamelle/Beton

- E_l : Elastizitätsmodul der Lamelle
 t_l : Dicke der Lamelle
 $\tau(s_l)$: Verbundspannung als Funktion von s_l
 x : Koordinate

Das in Bild 7 dargestellte Verbundgesetz beschreibt die lokale Verbundspannung - Verschiebungsbeziehung, wobei der ansteigende Ast den elastischen Verbund, der abfallende Ast die Verbundverweichung infolge Mikrorißbildung beschreibt. Die eingeschlossene Fläche kann als die gesamte Bruchenergie G_F des oberflächennahen Betons aufgefaßt werden, die für die vollständige Entkopplung einer Einheitsverbundfläche erforderlich ist.

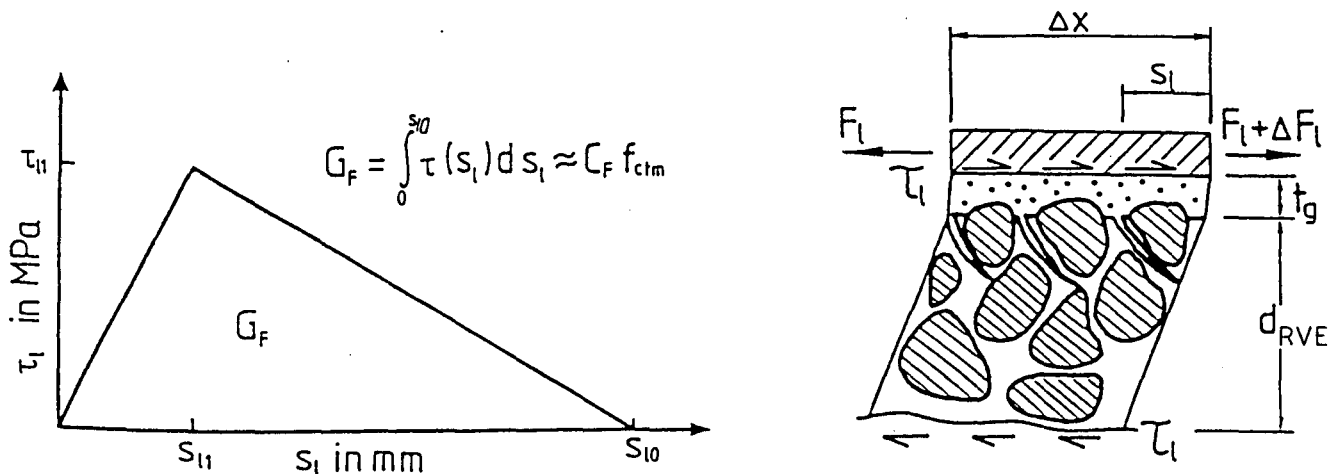


Bild 7: lokales Verbundgesetz nach [14] und Verformung der repräsentativen Volumeneinheit

Die maximale Verbundspannung τ_{1l} ergibt sich aus einer Mohr'schen Bruchbedingung abhängig von der Oberflächenzugfestigkeit des Betons f_{ct} (Bild 8) zu

$$\tau_{1l} \approx 1,8 f_{ct} \quad (2)$$

Die kritische Energiefreisetzungsrate G_F oder Bruchenergie wird in linearer Abhängigkeit von der Oberflächenzugfestigkeit des Betons ausgedrückt:

$$G_F = k_b^2 \times C_F \times f_{ct} \quad (3)$$

$$\text{mit } k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_l}{b_c}}{1 + \frac{b_l}{400}}} : \quad (4)$$

(Beiwert nach [14] zur Berücksichtigung des Breitenverhältnisses Lamelle (b_l) / Beton (b_c))

Der Grenzwert der elastischen Verschiebung s_{1l} ergibt sich fast ausschließlich aus der Verformung der repräsentativen Volumeneinheit des Betons, mit der Kantenlänge d_{RVE} (Bild 7). Der Beitrag der Klebschichtverzerrung ist vernachlässigbar.

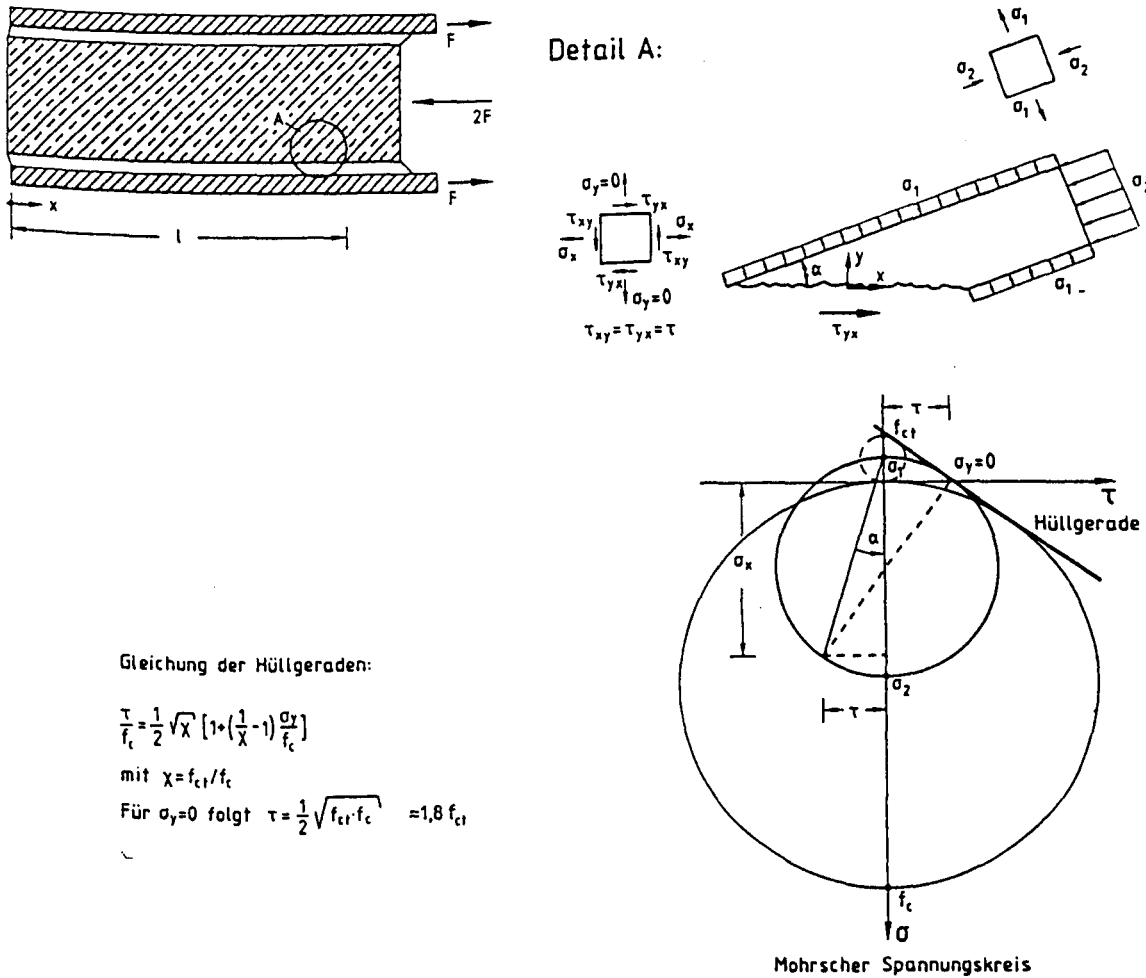


Bild 8: Bestimmung von G_F aus dem Mohr - Coulomb - Kriterium, nach [14]

Entkoppelung ist in jedem Verbundelement bei der Grenzverschiebung s_{10} erreicht, d. h., die zwischen Lamelle und Betonuntergrund übertragbare Verbundspannung τ_1 wird zu Null. Damit liegt im kraftgesteuerten Versuch die Lamellenkraft, die zur Entkoppelung des lastnächsten Verbundelementes n geführt hat in gleiche Höhe auch am Element $n+1$ an, das dann ebenfalls entkoppelt werden muß, u. s. w.. Hieraus folgt, daß die Verbundbruchkraft T_u nur von der Größe der Bruchenergie G_F und nicht von der Verbundlänge l_1 abhängt. Dies bedeutet, daß die auf die gesamte Verbundfläche bezogene Bruchkraft T_u , also die nominelle oder mittlere Verbundspannung $\overline{\tau_{lu}} = T_u / b_l t_l$ mit steigender Verbundlänge sinkt.

Holzenkämpfer [14] hat gezeigt, daß die maximal erreichbare Verbundbruchkraft, d. h. die für große Verbundlängen nur vom Betrag der kritischen Bruchenergie, also dem Flächeninhalt unter der τ_1 - s_1 -Beziehung und nicht von deren Form abhängt. Auch auf den Verlauf der Verbundbruchkraft über die Verbundlänge im Bereich kleiner Verbundlängen hat die Form des Verbundgesetzes nur geringen Einfluß, sofern τ_{1l} und s_{10} konstant gehalten werden. Wegen der einfacheren, geschlossenen Lösbarkeit von Gl. (1) verwendet Holzenkämpfer statt des bilinearen Ansatzes (Bild 9) einen flächengleichen linearen Ansatz unter Beibehaltung von τ_{1l} und s_{10} (Bild 9).

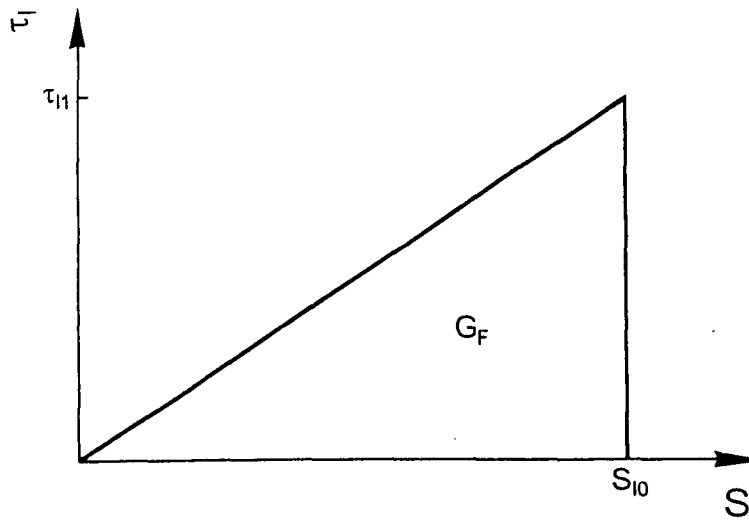


Bild 9: Linearer Verbundansatz nach [14]

Mit der vereinfachenden Annahme einer im Vergleich zu der der Lamelle unendlich großen Dehnsteifigkeit des Betonkörpers ergibt sich für die Verbundbruchkraft nach [14]:

$$T_u = b_l \sqrt{2G_F \cdot E_l \cdot t_l} \times \tanh \sqrt{\frac{\tau_{ll}^2 \cdot l_t^2}{2G_F \cdot E_l \cdot t_l}} \quad (5)$$

Hier zeigt sich, daß die Unabhängigkeit der Verbundbruchkraft von der Verbundlänge erst für solche Verbundlängen gilt, für die der Term $\tanh \sqrt{\dots} \approx 1$, d. h. der Wurzelausdruck $\geq \approx 2$ ist. Die sich so ergebende Beziehung für die maximal erreichbare Verbundbruchkraft

$$T_{u,max} = b_l \sqrt{2G_F \cdot E_l \cdot t_l} \quad (6)$$

wird als sog. Bruchmechanikkriterium bezeichnet, da die Verbundbruchkraft nur von der kritischen Bruchenergie der lokalen Einheitsverbundfläche bestimmt wird. Die der maximal erreichbaren Verbundbruchkraft zugeordnete Mindestverankerungslänge $l_{t,max}$ ergibt sich mit

$$\tanh \sqrt{\frac{\tau_{ll}^2 \cdot l_t^2}{2G_{Fk} \cdot E_l \cdot t_l}} = \tanh 2 = 0,964 \approx 1 \text{ zu}$$

$$l_{t,max} = 2 \sqrt{\frac{2G_{Fk} \cdot E_l \cdot t_l}{\tau_{ll}^2}} \quad (7)$$

Für sehr kleine Verbundlängen ergibt sich wegen $\tanh x \approx x$ für $x \rightarrow 0$:

$$T_u = b_l \times \tau_{ll} \times l_t \quad (8)$$

Da hier die von der Betonzugfestigkeit abhängige Verbundfestigkeit maßgebend wird, wird Gl. (7) als Festigkeitskriterium bezeichnet. Man kann die sehr kleine Verbundlänge im Grenzzustand als quasi „durchplastiziert“ mit der über die Länge konstanten Verbundspannung τ_{ll} betrachten. Der Zusammenhang von Verbundbruchkraft T_u und Verbundlänge l_t nach [14] ist qualitativ in Bild 10 dargestellt.

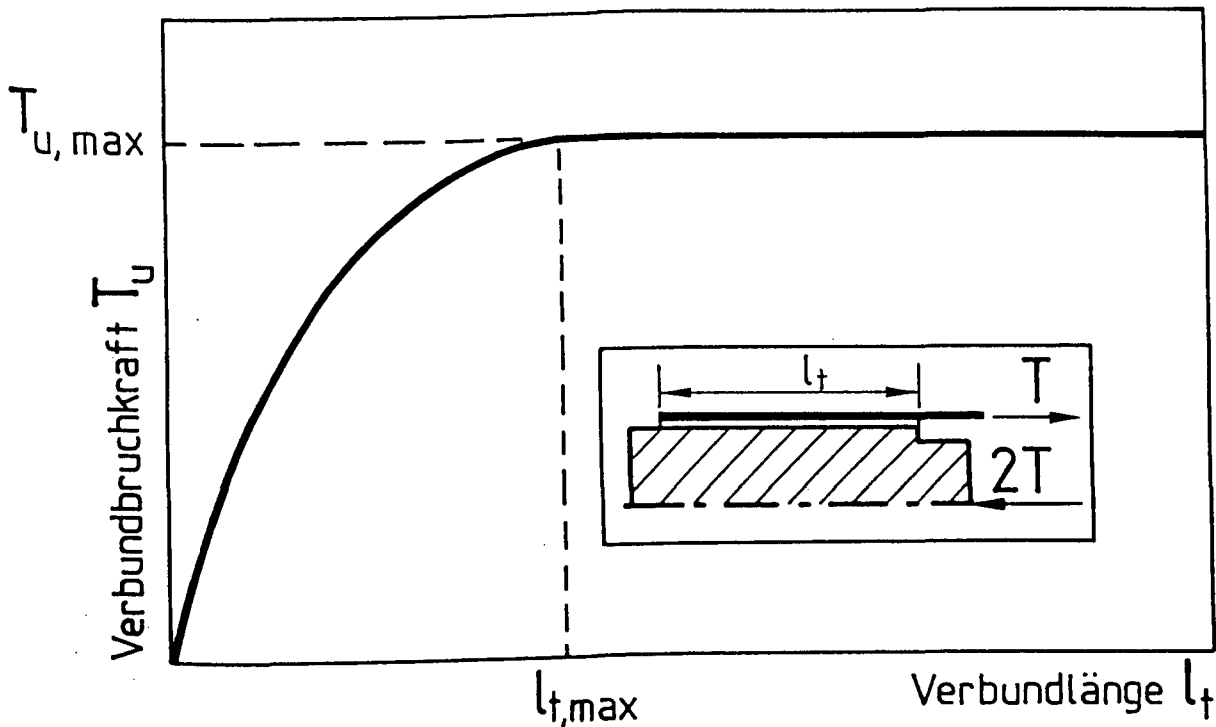


Bild 10: Verbundbruchkraft in Abhängigkeit von der Verklebelänge, qualitativ

Stellt man die nach (5) berechneten Verbundbruchkräfte als nominelle oder mittlere Verbundspannung $\bar{\tau}_{lu}$ über die Verbundlänge in bezogener doppeltlogarithmischer Form dar, erkennt man den Einfluß des sog. Maßstabeffektes, der für bruchmechanische Probleme bereits von Bazant beschrieben wurde [27]. Es besagt i. w., daß für spröde Materialien der Widerstand mit der Probengröße abnimmt. Hierbei nähert sich die Kurve der bezogenen nominellen Festigkeit ausgehend von der Horizontalen $\sigma_{Nu}/Bf_t = 1$, die ein plastisches Verhalten über die Probengröße, d. h. ein Festigkeitskriterium repräsentiert über einen Übergangsbereich, der die nichtlinear - elastische Bruchmechanik abbildet asymptotisch einer Geraden, die die linear-elastische Bruchmechanik beschreibt. Diese Gerade, auf der nur Ergebnisse für große Proben liegen, hat im doppeltlogarithmischen Maßstab immer den Anstieg $m = -1/2$. Das Maßstabsgesetz von Bazant lautet in allgemeiner Form

$$\sigma_{Nu} = \frac{B \cdot f_t}{\sqrt{1 + D/D_0}} \quad (9)$$

Hierin ist:

- σ_{Nu} : allgemein die nominelle od. mittlere Festigkeit bezogen auf die gesamte Probengröße
- B : dimensionslose Konstante, abhängig von Material und Probenform, unabhängig von Probengröße
- f_t : von der Zugfestigkeit abhängige Festigkeitsgröße des Materials
- D : relevantes Maß der Probengröße
- D_0 : Konstante mit Dimension der Länge

Im vorliegenden Falle wird für σ_{Nu} die nominelle Verbundbruchspannung $\bar{\tau}_{lu}$ und für f_t die maximal mögliche Verbundspannung τ_{II} und damit $B = 1$ gesetzt. Auf der Abzisse wird die

bezogene Verbundlänge l_t/l_{t0} abgetragen (Bild 11). Dies entspricht D/D_0 in Gl. (9), wobei $D = l_t$ und $l_0 = \frac{2G_{Fk} \cdot E_l \cdot t_l}{\tau_{ll}^2 \cdot l_t}$ ist.

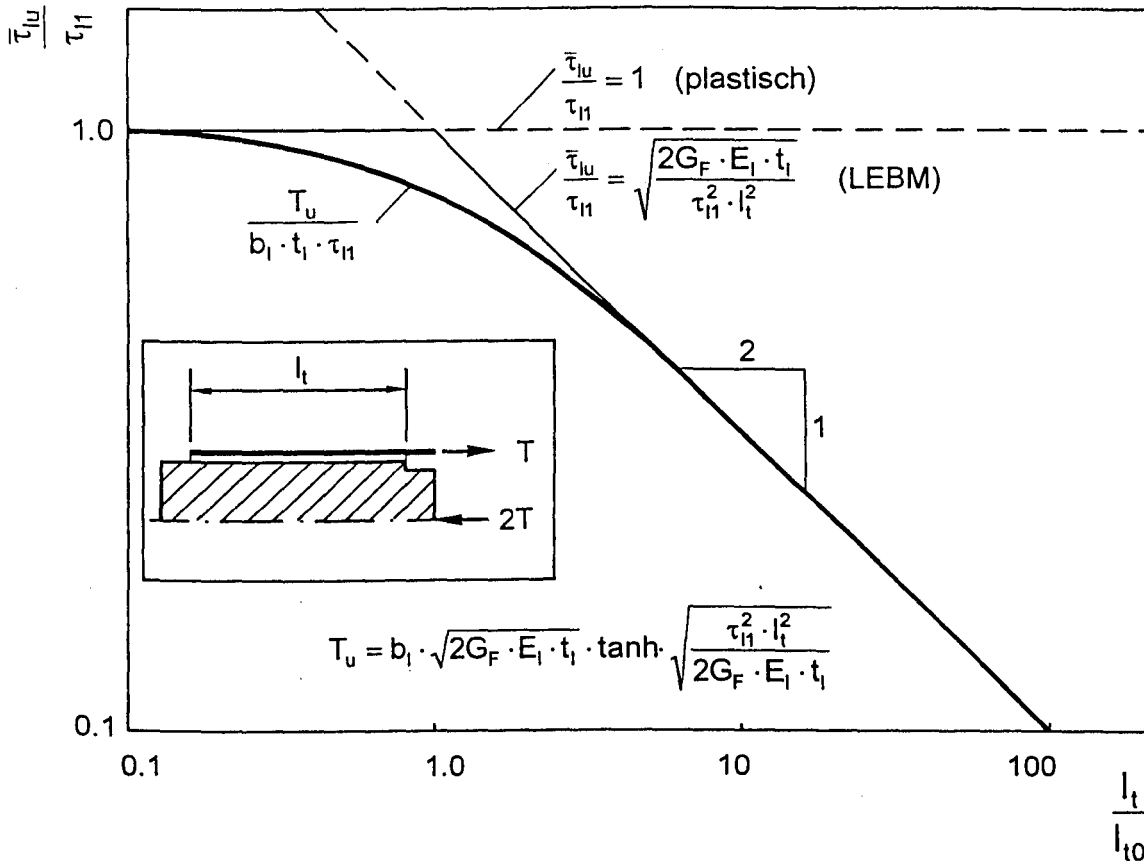


Bild 11: Rechnerische Verbundbruchkraft nach (4) abhängig von der Verbundlänge in bezogener doppeltlogarithmischen Darstellung

5.4 Eigene Versuche

5.4.1 Programm und Aufbau der Versuche

An insgesamt 64 Verbundversuchen mit Zug-Druck-Doppellaskenkörpern (Bild 12) wurde das Verbundtragverhalten von geklebten Verbindungen CFK-Lamelle/Beton untersucht. Es wurden die Parameter Betonfestigkeit, Verklebelänge, Lamellenbreite und -dicke sowie der Elastizitätsmodul der Lamellen variiert. Auf einem Stahlträger lagen sich zwei unbewehrte Betonprismen mit einem Abstand von ca. 50 cm gegenüber, die beidseitig mit je einer geklebten CFK-Lamelle verbunden waren. Zwischen den Prismen war eine Hydraulikpresse mit Kraftmeßdose angeordnet, durch die die Kraft über zwei Kalotten und auf die Prismenstirnflächen geklebte Stahlplatten zentrisch auf die Prismen aufgebracht wurde. Ein Prisma diente als Haltekörper für die Lamellen. Durch einen über Kanthölzer und Schraubzwingen aufgebrachten Anpreßdruck wurde das Ablösen der Lamellen vom Haltekörper verhindert. Vor dem Verkleben wurde die Betonoberfläche durch Sandstrahlen bis auf den Grobzuschlag aufgeraut. Die Verklebeseite der CFK-Lamellen wurde entstaubt und entfettet. In Bild 12 ist der Versuchsaufbau zusammenfassend für alle Versuche dargestellt.

Es wurden CFK-Lamellen zweier Hersteller untersucht, die jeweils mit einem zum selben System gehörenden zweikomponentigen Epoxidharzkleber verklebt wurden. Die geometrischen und die

Werkstoffwerte der Lamellen sind Tabelle 1 zu entnehmen. Die Herstellerangaben zu den Klebern sind in Tabelle 2 aufgelistet.

Der Einfachheit halber wird im weiteren von den folgenden Kombinationen gesprochen:

- Kombination A : Lamellen Typ Sika CarboDur S / Kleber Sikadur 30
- Kombination B1: Lamellen Typ S&P 150/2000 / Kleber ispo Concretin SK 41
- Kombination B2: Lamellen Typ S&P 200/2000 / Kleber ispo Concretin SK 41

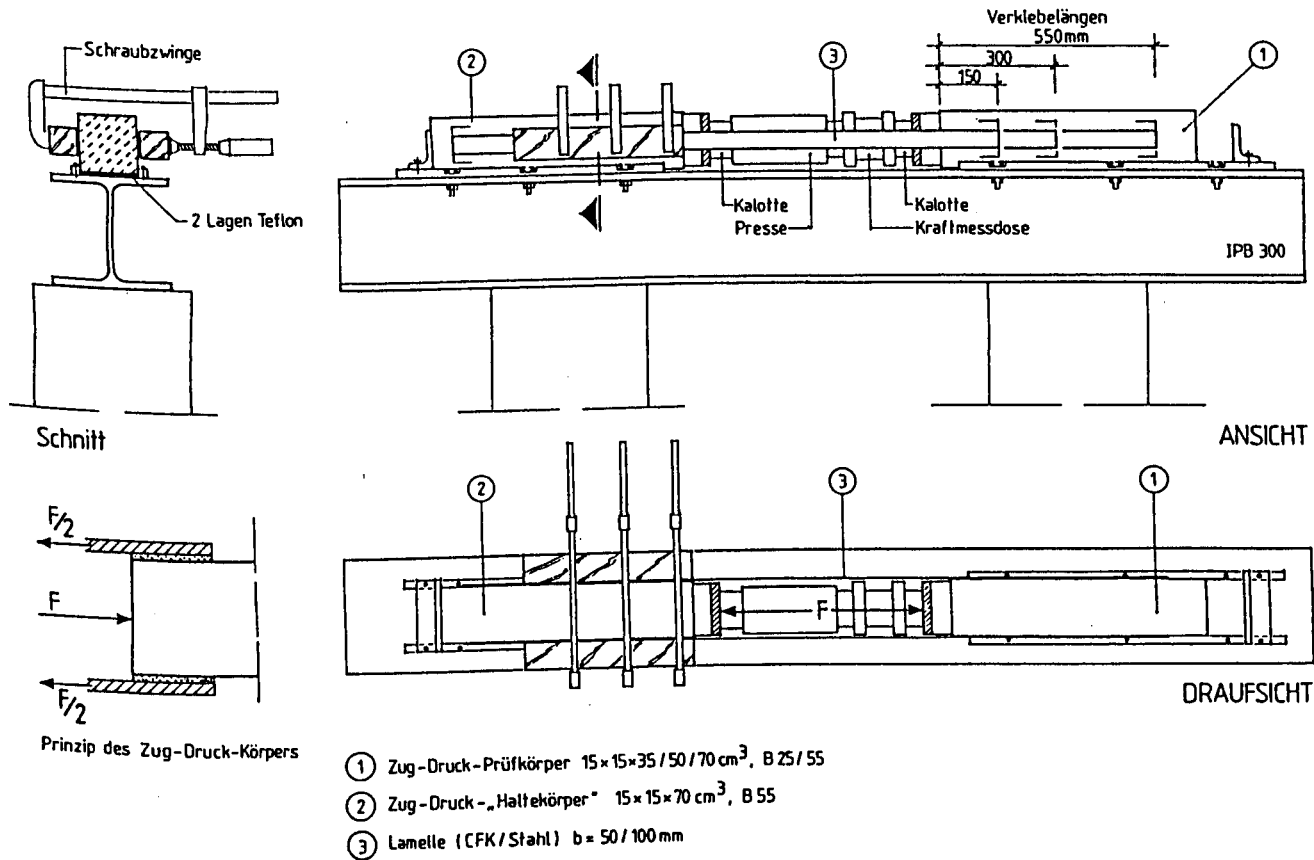


Bild 12: Aufbau der Verbundversuche

Tab. 1: Gemessene Abmessungen und Werkstoffwerte der CFK-Lamellen (Mittelwerte)

Lamellentyp	b_l / t_l [mm/mm]	Zugfestigkeit f_{lu} [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E_l [N/mm ²]	Zugbruchdehnung ϵ_{lu} [%]
Sika CarboDur S	49,5 / 1,27	2891	178.000	16,1
S&P 150/2000	50,2 / 1,44	1999	150.615	13,3
S&P 200/2000	49,9 / 1,42	2681	205.517	13,0

Tab. 2: Mechanische Werte der ausgehärteten Kleber (Herstellerangaben)

	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
Sikadur 30	> 100	> 30
ispo Concretin SK 41	> 100	>30

5.4 3 Versagensarten

In allen Versuchen, die lastgeregelt gefahren wurden, versagte die Verklebung spröde. Es traten vor allem Bruch im oberflächennahen Beton sowie Zwischenfaserbruch in der Lamelle auf. Bei letzterem werden die äußeren Fasern aus der Matrix gerissen und haften auf der Klebschicht am Beton. Zwischenfaserbruch trat meist nach einigen Zentimetern Betonbruch, der vom lastseitigen Verklebebeginn ausging, ein.

Es war eine eindeutige Abhängigkeit der Bruchart von der Betonfestigkeitsklasse festzustellen. Für Kombination A betrug bei Verklebungen auf B25 der Anteil von Brüchen mit vollständigem Betonbruch auf ganzer Verklebelänge ca. 85% und der Anteil von Brüchen mit Zwischenfaserbruch ca. 15%. Bei Verklebungen auf B55 dominierte dagegen das Versagen mit Zwischenfaserbruch mit einem Anteil von 95% an allen Brüchen eindeutig.

Bei den Kombinationen B1 und B2 wurde auch Adhäsionsbruch Kleber - Beton und Kohäsionsbruch im Kleber beobachtet. Auch hier war jedoch die oben beschriebene Abhängigkeit festzustellen. Versuche an B25 weisen mit 76% einen deutlich höheren Betonbruchanteil an der Verklebefläche auf als Versuche an B55, bei denen dieser Anteil i. M. bei 13% lag. Die Bilder 13 und 14 zeigen je ein Beispiel für vollständigen Betonbruch über die gesamte Verklebelänge und die Kombination von Beton- und Zwischenfaserbruch.

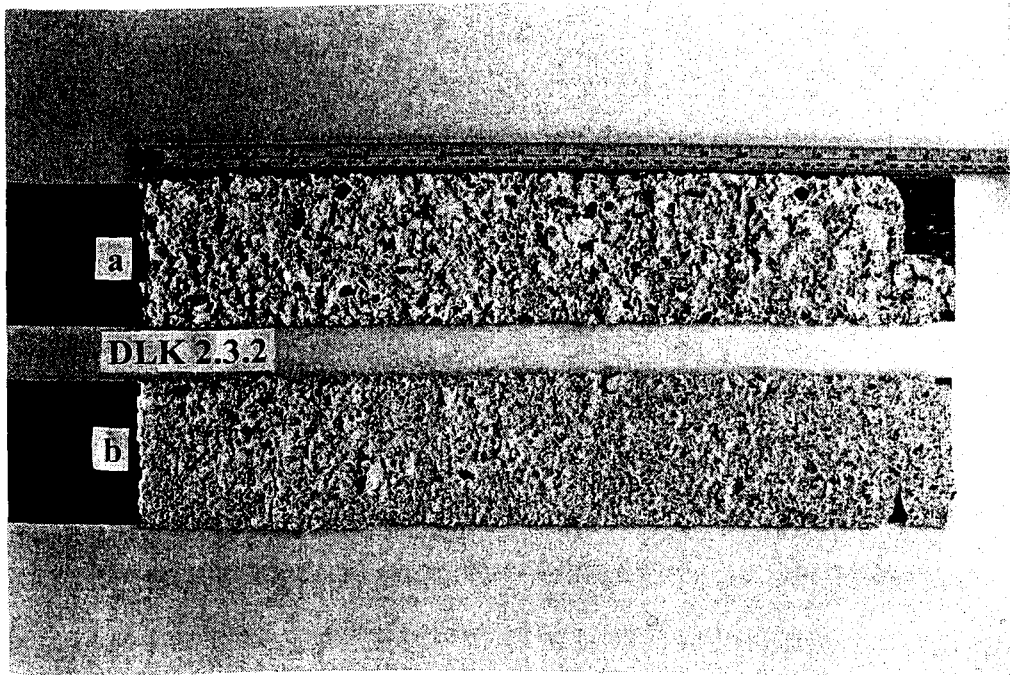


Bild 13: Verbundversuch an B25 und Kombination A: Oberflächennaher Betonbruch über gesamte Verklebelänge.

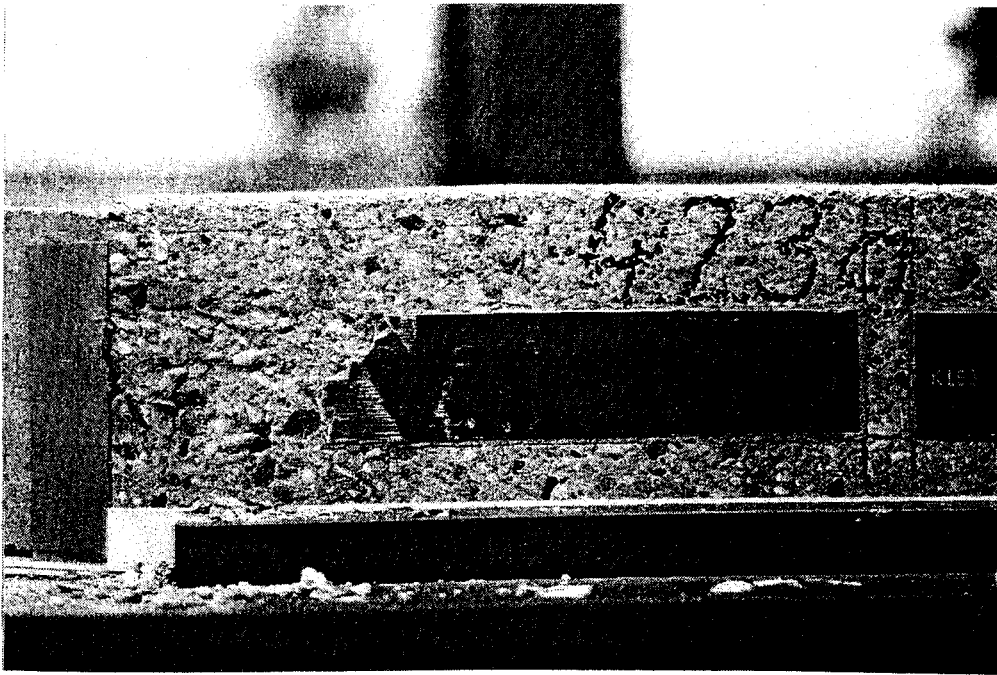


Bild 14: Verbundversuch an B55 und Kombination A: 10 cm oberflächennaher Betonbruch, 20 cm Zwischenfaserbruch

Bild 15 zeigt eine elektronenmikroskopische Aufnahme von der Stelle des Übergangs vom oberflächennahen Betonbruch zum Zwischenfaserbruch. Anhand des Maßstabes ist gut der Durchmesser der Kohlenstofffasern von ca. 7 μm abzuschätzen.



Bild 15: Übergang von oberflächennahem Betonbruch zu Zwischenfaserbruch (REM- Aufnahme)

5.4.4 Verbundbruchkräfte

Tabelle 3 gibt die mittleren gemessenen Verbundbruchkräfte für die einzelnen Parameterkombinationen und Lamellentypen an. Hierbei wurde die gleichmäßige Aufteilung der Pressenkraft auf beide Lamellen vorausgesetzt. Die Zulässigkeit dieser Annahme wurde mit ausreichender Genauigkeit durch Dehnungsmessungen bestätigt.

Tab. 3: Mittlere gemessene Lamellenverbundbruchkräfte, bezogen auf die Lamellenbreite in N/mm

Lamellentyp	Beton	Lamellenbreite [mm]	Verklebelänge [mm]		
			150	300	550
Sika CarboDur S $t_l = 1,2 \text{ mm}$ $E_{lm} = 175 \text{ GPa}$	B25	50	418	500	524
		50 d ^{*)}		624	
		100	377	509	468
	B55	50	674	638	682
		50 d ^{*)}		868	
S&P 150/2000 $t_l = 1,4 \text{ mm}$ $E_{lm} = 150 \text{ GPa}$	B25	50		500	
		80	478	545	
	B55	80	565	548	
		50		564	
S&P 200/2000 $t_l = 1,4 \text{ mm}, E_{lm} = 205 \text{ GPa}$	B25	80	511	473	
	B55	80	561	640	

*) Lamelle doppelt verklebt

Auf Basis aller Verbundversuche wurde die kritische Bruchenergie ermittelt. Hierfür wurde der

Term $\tanh \sqrt{\frac{\tau_{II}^2 \cdot l_t^2}{2G_F \cdot E_l \cdot t_l}}$ in Gl. (5) nach [14] durch die quadratische Parabel

$$\frac{T}{T_{\max}} = \frac{l_t}{l_{t,\max}} \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,\max}} \right) \tag{10}$$

mit $l_{t,\max}$ nach Gl. (7) angenähert. Damit ergibt sich für $l_t = l_{t,\max}$ genau die maximale Verbundbruchkraft $T_{u,\max}$. Mit Gl.(7) wird aus Gl. (5):

$$T = T_{\max} \tanh 2 \frac{l_t}{l_{t,\max}} \tag{11}$$

Die Abhängigkeit der Verbundbruchkraft T von der Verbundlänge l_t zeigt Bild 16 in bezogener Darstellung für die Gln. (10) und (11).

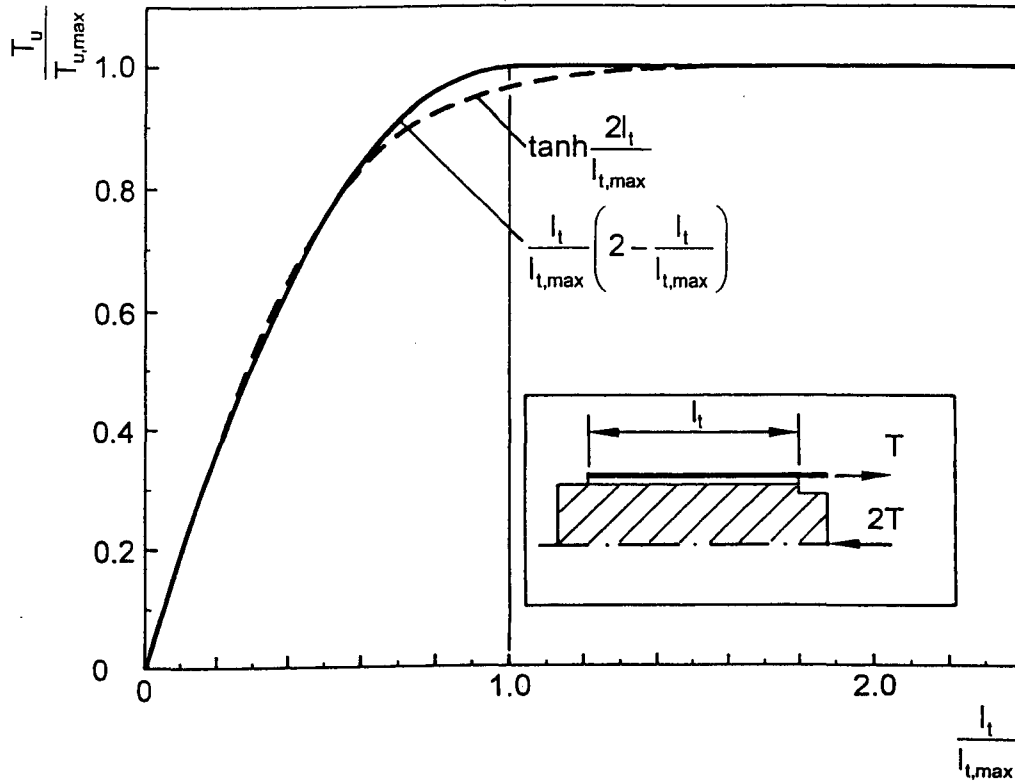


Bild 16: Verbundbruchkraft in Abhängigkeit von der Verbundlänge in bezogener Darstellung nach Gln. (10) und (11)

Die Auswertung aller Versuche ergibt für den Mittelwert von C_F in Gl. (3)

$$C_{Fm} = 0,202 \text{ mm}$$

und mit Gl. (7) für die der maximalen Verbundbruchkraft zugeordnete Verbundlänge:

$$l_{t,max} = 0,7 \sqrt{\frac{E_l t_l}{f_{ctm}}} \quad (12)$$

Hierin ist f_{ctm} der Mittelwert aller gemessenen Oberflächenzugfestigkeiten einer Betonsorte.

Daraus folgt mit den Gln. (2), (3) und (4) für den Mittelwert der maximalen Verbundbruchkraft:

$$T_{m,max} = 0,64 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_l \cdot t_l \cdot f_{ctm}} \quad [N] \quad (13)$$

Der charakteristische Wert der maximalen Verbundbruchkraft $T_{k,max}$ kann entsprechend der 5 %-Fraktile der Bruchenergie zu $0,78 T_{m,max}$ angesetzt werden.

$$T_{k,max} = 0,5 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_l \cdot t_l \cdot f_{ctm}} \quad [N] \quad (14)$$

Für Verbundlängen $l_t \leq l_{t,max}$ ergibt sich der durch eine quadratische Parabel angenäherte charakteristische Wert der Verbundbruchkraft mit Gl. (10) zu

$$T_k = T_{k,max} \frac{l_t}{l_{t,max}} \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,max}} \right) \quad (15)$$

Die Gl. (15) gilt in gleicher Weise für die mittlere Verbundbruchkraft T_m .

In Bild 17 sind die nach Gl. (15) errechneten mittleren den gemessenen Verbundbruchkräften gegenübergestellt. Die Auswertung erfolgte mit gemessenen Werkstoffwerten. Die Vorhersagegenauigkeit ist gut.

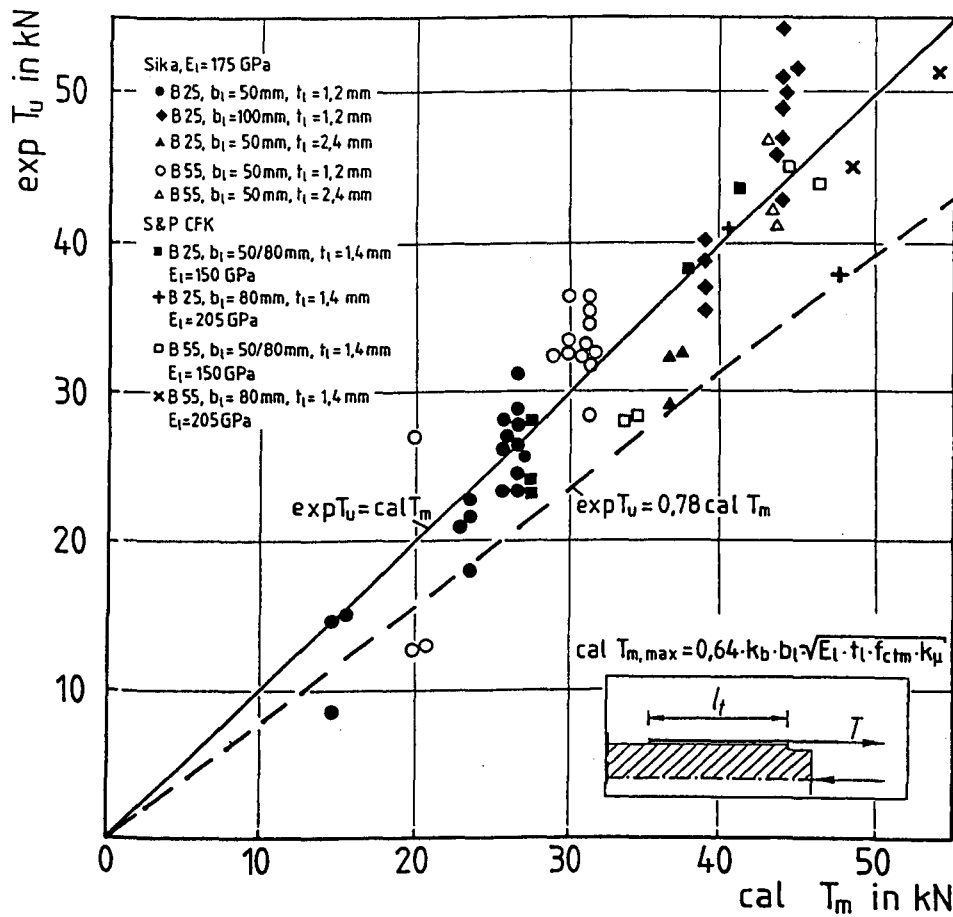


Bild 17: Rechnerische und gemessene Verbundbruchkräfte aller Verbundversuche an CFK-Lamellen

In Bild 18 sind die gemessenen Verbundbruchkräfte aller Verbundversuche in Abhängigkeit von der Verbundlänge dargestellt. Die Werte wurden auf alle Einflußparameter normiert. Der durch das Ingenieurmodell beschriebene Verlauf dieser Abhängigkeit, parabolisch ansteigend bis $l_{t,max}$, dann konstant, wird durch die Versuchsergebnisse im Mittel gut bestätigt. Die Linien A und B bezeichnen den Verlauf für die Parameterkombinationen mit der größten und der kleinsten Verbundlänge $l_{t,max}$.

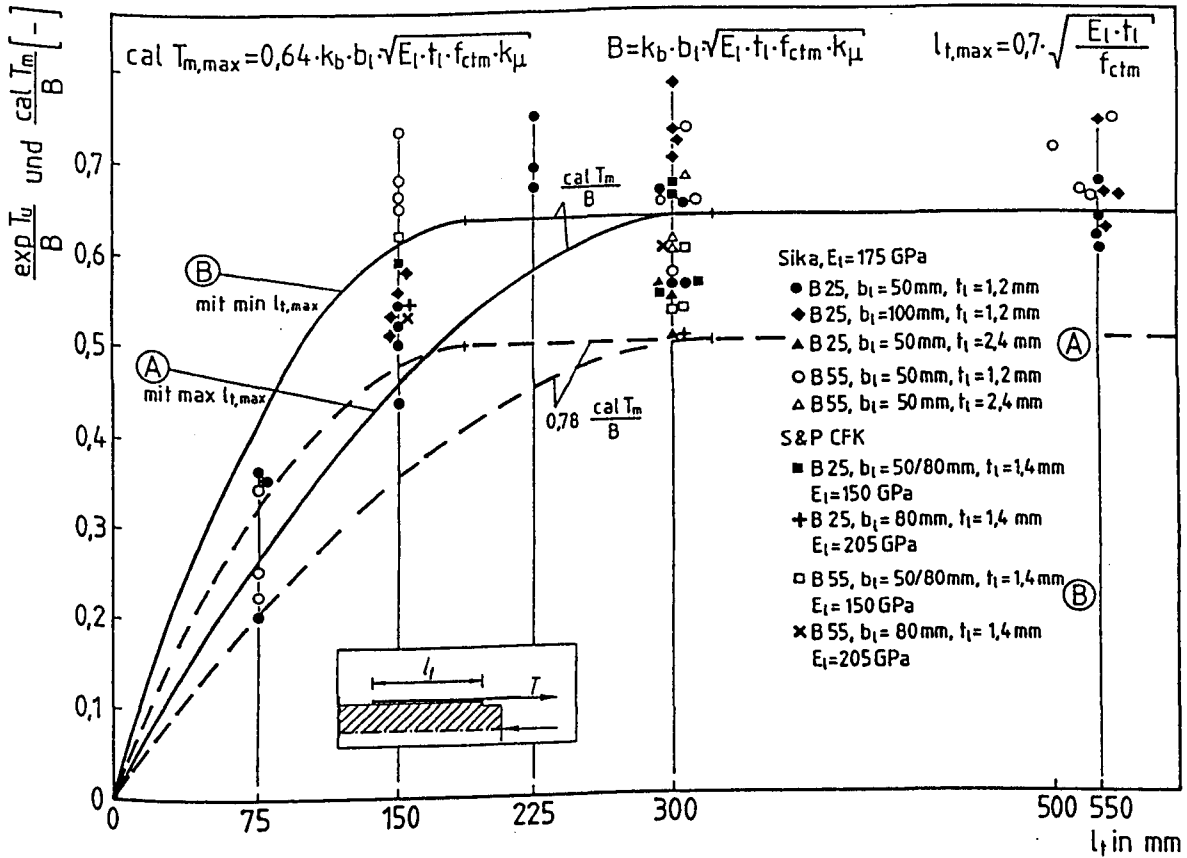


Bild 18: Bezogene Verbundbruchkräfte aller Verbundversuche an CFK-Lamellen in Abhängigkeit von der Verbundlänge

Der Maßstabseffekt wird anhand des Bildes 19 deutlich. Hier sind in doppeltlogarithmischer Form die bezogene Verbundbruchspannung als Materialfestigkeitswert über die bezogene Verbundlänge als Wert der Probengröße aufgetragen. Es ergibt sich der klassische Verlauf für spröde Materialien, der sich von der horizontalen Festigkeits - Grenzgeraden für sehr kleine Verbundlängen über einen nichtlinear - elastischen Übergangsbereich asymptotisch der Geraden der linear - elastischen Bruchmechanik für große Verbundlängen annähert

Daran, daß für sehr große Verbundlängen die nominelle Verbundfestigkeit, d. h. die auf die gesamte Verbundfläche bezogene Verbundbruchkraft gegen Null strebt, wird deutlich, daß die Verbundbruchkraft mit der Verbundlänge nicht beliebig gesteigert werden kann. Diese Tatsache hat entscheidende Bedeutung für die Bemessung und Konstruktion lamellenverstärkter Betonbauteile.

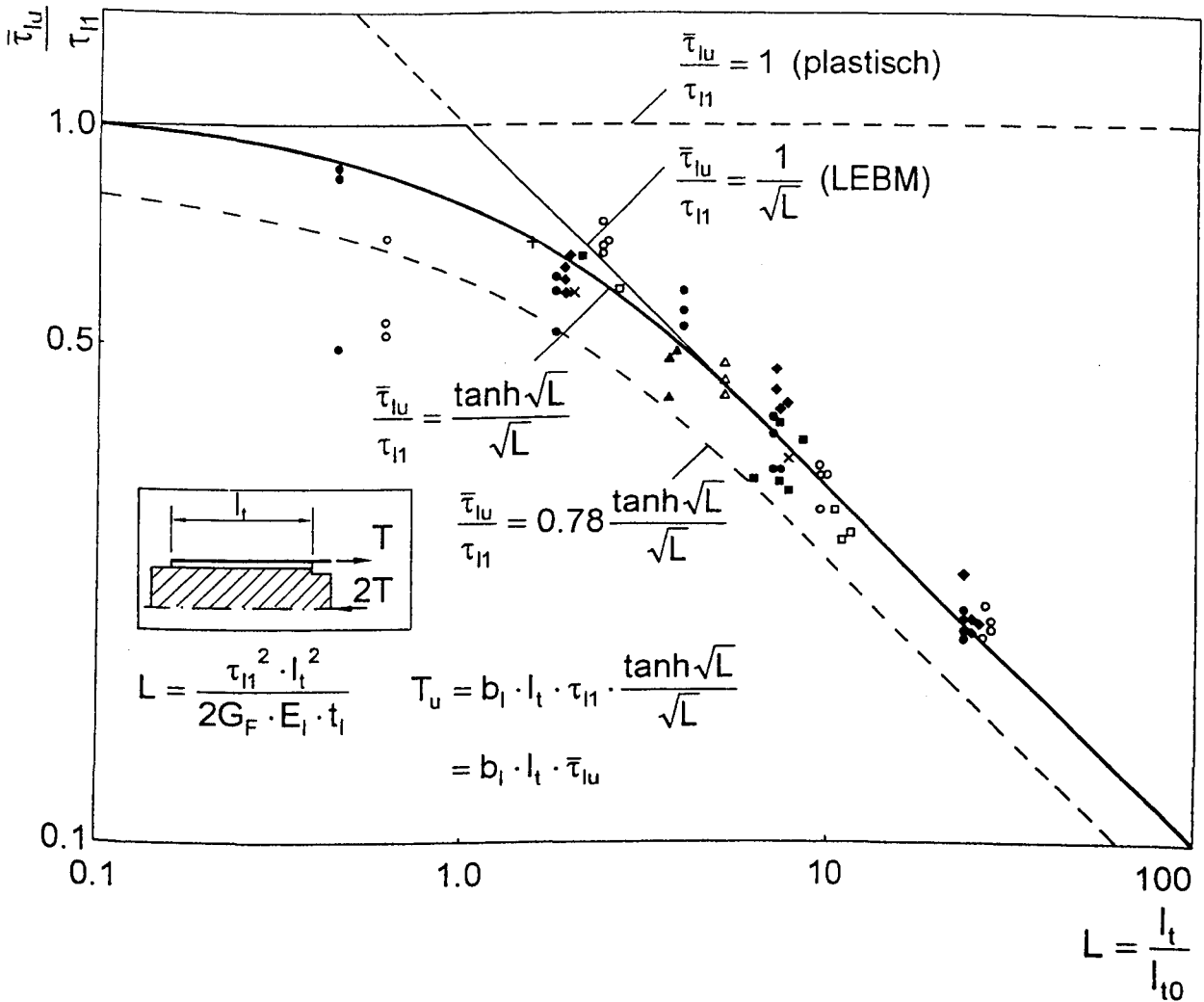


Bild 19: Bezogene nominelle Verbundbruchspannung aller Verbundversuche in Abhängigkeit von der Verbundlänge in doppeltlogarithmischer Darstellung sowie rechnerischer Verlauf nach Gl. (5)

5.5 Zwischenfaserbruch

5.5.1 Vorbemerkungen

Wie in Abschn. 5.4.3 ausgeführt, wurde bei den Verbundversuchen an Beton B55 vorwiegend eine Kombination von oberflächennahem Betonbruch auf den lastseitigen 20 - 50 % der Verklebelänge und Zwischenfaserbruch auf dem Rest der Verklebelänge beobachtet (Bilder 13 und 14). Diese Bruchart trat auch bei Biegeschubversuchen an Platten und Balken auf. Die gemessenen bezogenen Verbundbruchkräfte weichen aber nicht signifikant von denen ab, die an Verbundversuchen mit B25, die vorwiegend mit Betonbruch auf voller Länge versagt haben, gemessen wurden. Sie lassen sich relativ gut mit dem in Abschn 5.3 beschriebenen Verbundmodell, das Betonbruch voraussetzt, vorhersagen. Trotz dieser Tatsache erscheint es erforderlich, die Ursachen und den Mechanismus des Zwischenfaserbruchs zu erforschen. Es interessiert hier vor allem die Frage, ob evtl. die Oberflächenzugfestigkeit des Betons nicht ausgenutzt werden kann, weil ein auf niedrigerem Lastniveau als der Betonbruch auftretender Zwischenfaserbruch die aufnehmbare Verbundkraft bestimmt.

Da die Zugfestigkeit von CFK-Lamellen normal zur Faserrichtung die des Betons um das mindestens Zehnfache übertrifft und dennoch Zwischenfaserbruch eintritt, wird sich dieser einer

Beschreibung mit einem einfachen Festigkeitskriterium entziehen. Zur Behandlung dieses Problems werden bruchmechanische Untersuchungen notwendig.

5.5.2 Stand der Forschung

Zur Problematik des Zwischenfaser- oder interlaminaren Bruches bei unidirektionalen Faserverbundwerkstoffen (ud-FVW) entstand eine Vielzahl von Arbeiten, v. a. mit der Anwendung dieser Materialien im Flugzeugbau. Die meisten Autoren nähern sich diesem Fragenkomplex über die Bruchmechanik.

Gillespie et. al. [28] sowie Lang et. al. [29] untersuchten die Bruchzähigkeit von ud-FVW im Modus I an sog. Double - Cantilever - Beam (DCB) - Proben für unterschiedliche Matrixtypen. Es wurde festgestellt, daß Faser- und Matrixart sowie auch Belastungsgeschwindigkeit die Zwischenfaserbruchzähigkeit beeinflussen. Zhao et. al. [30] untersuchten das Zwischenfaserbruchverhalten von ud-CFK im Modus II an sog. End - Notched - Flexure (ENF) - Proben. Mit der Compliance - Methode wurde eindeutig der Zusammenhang zwischen dem Rißwachstum und der Energiefreisetzungsrate für zyklische Beanspruchung gezeigt. Bradley und Jordan [31] untersuchten den Zusammenhang zwischen der Bruchzähigkeit und der Matrix des CFK im Modus I und II. Sie stellten fest, daß die Bruchzähigkeit des Verbundwerkstoffs zwar mit jener der Matrix zunimmt, dieser Zuwachs für Matrices mit hoher Bruchzähigkeit jedoch deutlich abnimmt.

Rikards et. al. [32] führten Untersuchungen an Glas - FVW zur Erforschung des Einflusses der Oberflächenvorbehandlung der Fasern auf die Zwischenfaserbruchzähigkeit an DCB - Proben für Modus I, an ENF - Proben für Modus II und an sog. Mixed - Mode - Flexure (MMF) - Proben für unterschiedliche Verhältnisse von Modus I zu Modus II durch. Ein deutlicher Unterschied war bei der reinen Modus II - Bruchzähigkeit festzustellen, bei der die Proben der mit Aminosilan vorbehandelten Fasern die 2,5 - fachen Werte der Proben der mit Polyäthylen vorbehandelten Fasern aufwiesen.

Korjakin et. al. [33] stellen Bruchkriterien für den Mischmodus I/II - Zwischenfaserbruch für Epoxy - GFVW, gewonnen an sog. Compact - Tension - Specimen (CTS) vor. Letztere eignen sich besonders gut für Mischmodus - Untersuchungen mit definiertem Verhältnis von Modus I zu Modus II. Es stellte sich heraus, daß bei Last - Faserwinkeln von $\beta = 90^\circ - 30^\circ$ der Bruchmodus I eindeutig dominiert. Erst von einem Last - Faserwinkel von $\beta < 10^\circ$ an dominiert der Modus II.

Es gibt jedoch auch eine Reihe von Festigkeitskriterien zur Beschreibung des Zwischenfaserbruches. Sie dienen dazu, aus den Basis - Festigkeitswerten der Einzelschicht, die aus Versuchen mit einachsiger Zug- und Druck- sowie reiner Schubbeanspruchung gewonnen wurden, auf die zum Versagen führenden, kombiniert auftretenden Spannungen zu schließen. Versagenskriterien allgemein können Grenzzustände der Gebrauchsfähigkeit (Verformung, Schwingungen u.a.) oder des Bruches (Zugbruch, Knicken u.a.) sein. Da FVW mit duromerer Matrix normalerweise spröde versagen, sind die in Betracht kommenden Kriterien sog. Bruchkriterien.

Das am weitesten verbreitete Bruchkriterium ist das Tsai/Wu - Kriterium [34], das auf einem Tensorpolynom in den Spannungsinvarianten basiert. Es enthält Interaktionskoeffizienten, die durch Versuche zu ermitteln sind. Das Tsai/Wu - Kriterium liegt in einer geschlossenen Formel vor. Jedoch ist mit diesem pauschalen Bruchkriterium keine Aussage über die Art des Bruches, Faser- oder Zwischenfaserbruch möglich.

Diesen Nachteil weist das Kriterium von Christensen [35], das auf Basis physikalisch sinnvoller Näherungen unter Verwendung der 3D - Kontinuumsmechanik aufgestellt wurde und Verzerrungsinvarianten nutzt, nicht auf. Es kann zwischen Faser- und Zwischenfaserbruch

unterschieden werden. Für letzteren ist jedoch nur eine unübersichtliche Lösung möglich. Weitere Zwischenfaserbruchkriterien sind die von Knaust [36] und Herrmann [37] sowie der deutschen Luft- und Raumfahrtindustrie. Letztere basieren auf Ideen von Puck [38].

Cuntze et. al. betrachten die bisher genannten Festigkeitskriterien als "nicht mehr dem Stand der Technik entsprechend" [39]. Dies wird damit begründet, daß auch 3D-Spannungszustände in FVW vorliegen und zutreffend erfaßt werden müssen, die vorhandenen Festigkeitskriterien jedoch selbst für die Bewertung ebener Spannungszustände teilweise physikalisch unsinnige Ergebnisse liefern. Ferner sei ein physikalisch begründetes Kriterium zur korrekten Bestimmung der Sicherheitsmarge sowie eine eindeutige Identifizierung des Versagensmodus Faser- oder Zwischenfaserbruch erforderlich. Cuntze et. al. stellen deshalb in [39] weiterentwickelte, auf die Wirkebene der Spannungen bezogene Zwischenfaserbruchkriterien nach Hashin [40] und Puck [41] vor. Basis des Wirkebene - Festigkeitskriteriums ist die Mohr'sche Bruchhypothese für spröde, isotrope Werkstoffe von 1900, die Hashin 1982 auf unidirektionale FVW erweiterte.

Es ist notwendig, zu betonen, daß die genannten Festigkeitskriterien nur für defektfreie FVW-Bauteile gelten, gekerbte, angerissene oder sonstwie vorgeschädigte Bauteile also nicht erfaßt werden können.

Allen bisher aufgeführten Arbeiten ist gemein, daß sie sich ausschließlich mit dem Bruchverhalten von ud-FVW unter definierten Beanspruchungen, d. h. Kräften, Last - Faserwinkeln, Reißausbreitungs- bzw. Reißöffnungsraten oder Bruchmodi befassen. Diese Beanspruchungen sind jedoch am lamellenverstärkten Betonbauteil keineswegs definiert, sondern im Gegenteil, sehr schwer zu ermitteln und stark streuend. Alle Arbeiten bzgl. Lamellenentkoppelung befassen sich ausschließlich mit oberflächennahem Betonbruch. Ein Modell für den Mechanismus des Zwischenfaserbruches an mit FVW-Lamellen verstärkten Betonbauteilen fehlt völlig.

5.5.3 Eigene Untersuchungen

5.5.3.1 Vorbemerkungen

Als Konsequenz aus den bisherigen Feststellungen soll im weiteren versucht werden, die Problematik des Zwischenfaserbruches mit Hilfe der Bruchmechanik zu beleuchten. Der gesamte Prozeß des Verbundbruchs, sei es im Beton oder in der Lamelle, ist ein Mischmodusbruch, bestehend aus einem Reißöffnungs- (Modus I) und einem Reißgleitungsanteil (Modus II). Ersterer wird durch die aus der gegenseitigen Verschiebung der rauen Verbundrißufer im Beton resultierenden Verschiebungskomponente quer zum Verbundriß erzeugt. Der Modus II-Anteil ergibt sich aus der Verbundrißleitung infolge der Belastungsrichtung der Lamelle. Bild 20 zeigt die Situation in der Umgebung der Verbundrißspitze bei deren Übergang in die Lamelle, wie sie an einem Verbundkörper oder einem verstärkten Biegebauteil auftreten kann. Die oberflächennahen Schrägrisse verlaufen unter ca. 20° durch die Zementmatrix und um die Zuschlagkörner herum und zeigen die Richtung der Drucktrajektorien an. Senkrecht dazu verlaufen die Zugtrajektorien. Hieran wird deutlich, daß das sog. „Schub“-Verbundproblem auf einem System von Hauptzug- und -druckspannungen beruht und daher die Betonzugfestigkeit ein entscheidender Parameter der Verbundfestigkeit ist (s. 5.3). Dieser Rißverlauf wurde an Schliffbildern aus geprüften Verbundkörpern festgestellt.

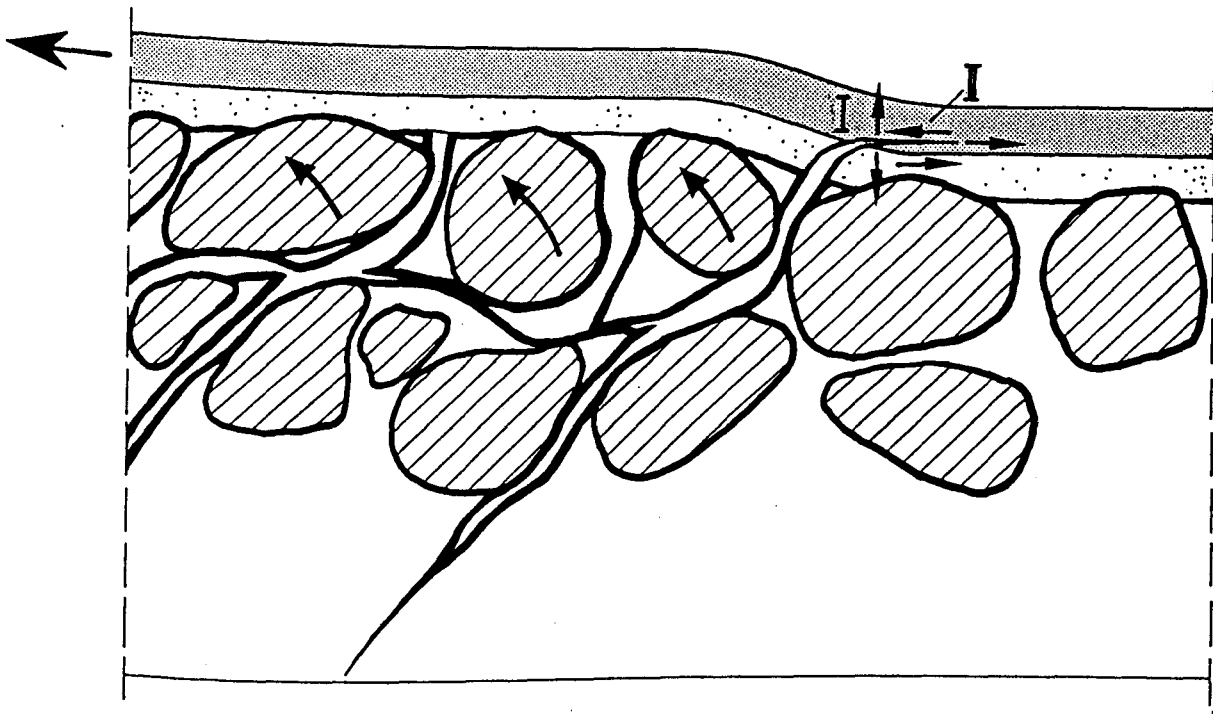


Bild 20: Übergang des Verbundrisses vom Beton in die Lamelle

Ein Übertritt des oberflächennahen Beton-Verbundrisses in die Lamelle ist dann wahrscheinlich, wenn der relevante bruchmechanische Parameter in der Verbundrißspitze im Beton den entsprechenden kritischen Wert der Lamelle erreicht. Zwischenfaserbruch tritt also ein, wenn der Verbundrißfortschritt in der Lamelle energetisch „bequemer“ wird, als im Beton. In der Bruchmechanik wird allgemein als Kriterium für den Rißfortschritt definiert, daß der analytisch berechnete Spannungsintensitätsfaktor K einen experimentell zu ermittelnden kritischen Vergleichswert K_C , die sog. Bruchzähigkeit, erreicht. Für unidirektionale FVW mit ausgeprägter Anisotropie hat sich jedoch die Energiefreisetzungsrate G , die ein echter physikalischer und meßbarer Bruchparameter ist, als sinnvoll und maßgebend erwiesen [33]. Dementsprechend muß die kritische Energiefreisetzungsrate G_C der Lamelle, auch Bruchenergie genannt, mit der Energiefreisetzungsrate, die den Verbundriß im Beton vorantreibt, verglichen werden. Hierbei ist das Verhältnis beider Bruchmodi zu berücksichtigen. Bei den folgenden Betrachtungen kommt der Klebschicht nur die Rolle einer Schubankoppelung der Lamelle an den Beton zu. Bruchmechanisch wird sie nicht relevant. Eventueller Adhäsionsbruch in den Grenzflächen Beton-Kleber oder Kleber-Lamelle wird hier nicht betrachtet.

Zur Feststellung des Verhältnisses der Bruchmodi an der Spitze des Beton-Verbundrisses ist die Kenntniss der Lamellenverschiebungen in Lamellenlängsrichtung und aus der Lamellenebene heraus erforderlich. Hiervon wird die Energiefreisetzungsrate des Betons sowie die Zwischenfaserbruchenergie der Lamelle bestimmt und damit, ob der Beton-Verbundriß entweder weiterhin im oberflächennahen Beton verläuft oder in die Lamelle übertritt und dort den Zwischenfaserbruch einleitet. Zur Messung dieser Verformungen wurde in ersten Tastversuchen die ESPI-Technik (Electronic Speckle Pattern Interferiometry) eingesetzt. Erstmals wurden damit simultan Verschiebungen sowohl in der Lamellenebene als auch senkrecht zu dieser gemessen.

5.5.3.2 Die ESPI - Meßtechnik

Die ESPI - Technik ist eine elektrooptische Meßtechnik, bei dem die Objektoberfläche mit kohärentem Licht (Laser) beleuchtet wird. Durch Überlagerung (Interferenz) des Objektstrahles mit einem Referenzstrahl entstehen meßtechnisch auswertbare Speckle- (Sprengel-) felder in Form von Streifenebenen (Korrelationsstreifenbilder). Ein kollimierter Laserstrahl wird mittels eines Piezokristalls in zwei Teilstrahlen aufgeteilt, von denen einer als gemeinsamer Referenzstrahl für die x -, y - und z - Richtung dient. Der andere Teilstrahl gelangt in eine Umschaltvorrichtung, so daß durch ein schnelles Umschalten zwischen x-, y- und z- Teilstrahl eine quasi-simultane Verschiebungsmessung in Objektebene und senkrecht dazu möglich wird. Bild 21 zeigt einen Verbundversuch mit montierter ESPI-Meßtechnik.

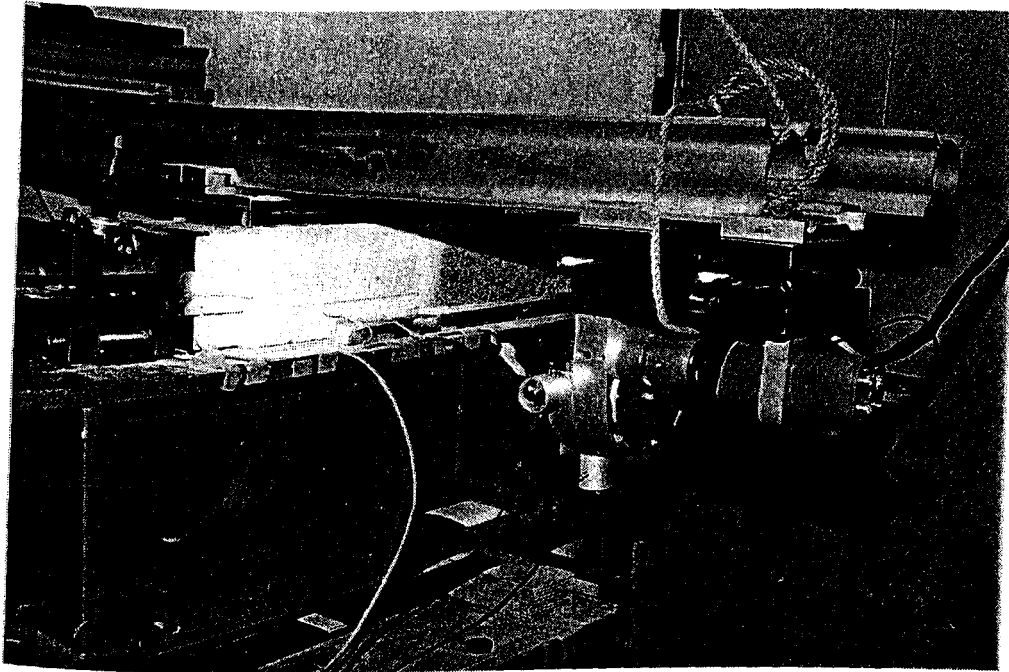


Bild 21: Verbundversuch mit ESPI - Kamera

Mit einer Demodulationsfunktion werden die Korrelationsstreifenbilder „entfaltet“, d. h. laststufenweise phasenrichtig aufaddiert und so das Verschiebungsfeld in einer Sensitivitätsrichtung erzeugt. Es wird darauf hingewiesen, daß die Entfaltung an einem Referenzpunkt im betrachteten Objektausschnitt beginnt, bei dem die Verschiebung zu Null gesetzt wird. Man erhält also die Verschiebungen relativ zum Referenzpunkt. Da auch dieser eine Verschiebung aufweisen kann, wären die Absolutverschiebungen im Bildausschnitt nur durch Ermittlung der Verschiebung des Referenzpunktes, d. h. eines sog. Offset oder durch Wahl eines Referenzpunktes mit Nullverschiebung zu erhalten. Nicht immer ist eines von beiden möglich.

Der Maximalabstand der Laststufen, bei denen Verschiebungsbilder erzeugt werden können, wird durch das Aufkommen an Korrelationsstreifen zwischen zwei Laststufen, das von der Sensitivität in der jeweiligen Richtung abhängt, bestimmt. Bei im Vergleich zum Lastinkrement großen Verschiebungen müssen z. T. sehr kleine Lastintervalle zwischen den Verschiebungsauswertungen gewählt werden, um verrauschungsfreie Bilder zu erhalten. Bild 22 zeigt das Ergebnis der Entfaltung der Korrelationsstreifenbilder für die Verschiebung s_x in x - Richtung, d. h. in Längsrichtung der Lamelle für das Lastinkrement zwischen $F = 37,0 \text{ kN}$ und $F = 37,2 \text{ kN}$. Die Definition der Richtungen ist den Bildern 25 und 26 zu entnehmen.

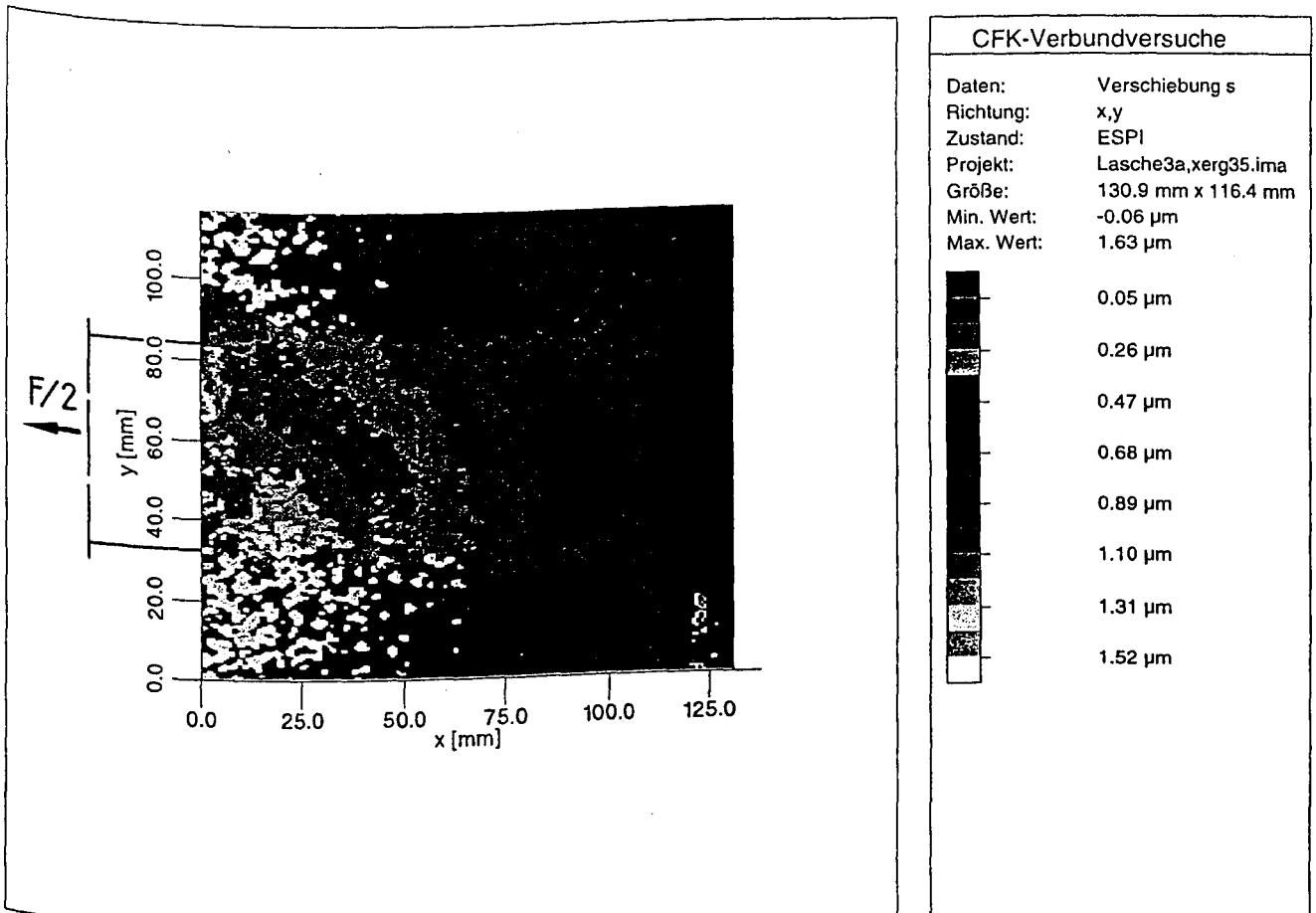


Bild 22: Ergebnisbild für die Verschiebung s_x in x - Richtung (Längsrichtung) für das Lastinkrement zwischen $F = 37,0$ kN und $F = 37,2$ kN.

5.5.3.3 Modellansatz für den Zwischenfaserbruch am Verbundsystem Lamelle - Kleber - Beton

An Verbundkörpern (s. 5.4.3) sowie auch an Biegebauteilen trat Zwischenfaserbruch nur angrenzend an Bereiche mit oberflächennahem Betonbruch auf. Im Folgenden werden erste Überlegungen zu einem Modell zur Beschreibung des Übergangs vom oberflächennahen Betonbruch zum Zwischenfaserbruch vorgestellt.

Der Verbundbruch im Beton ist ein I/II - Mischmodusbruch. In dem in [14], abgeleiteten Modell der Verbundtragfähigkeit (s. Abschn. 5.3) ist die Bruchenergie G_F ein Maß für die gesamte kritische Energiefreisetzungsrate tot G_C , d. h. die Summe der Anteile aus Modus I und II. Dies gilt, obwohl die vereinfachte Modellvorstellung nur Modus II impliziert, da der Faktor C_F in Gl. (3) mit gemessenen Verbundbruchkräften, in die die Widerstände aus beiden Modi eingehen kalibriert wurde. Mit dem Mittelwert der Oberflächenzugfestigkeit der beiden ESPI - Verbundversuche an B 25 von $f_{ctm} = 2,0$ N/mm² und $k_b = 1,29$ nach Gl. (4) ergibt sich mit $C_{fm} = 0,202$ die gesamte Bruchenergie nach Gl.(3) zu

$$G_{F,B25} = 1,29^2 \times 0,202 \times 2,0 \times 10^3 = 672 \text{ J/m}^2$$

Für Beton B 55 beträgt der entsprechende Wert mit dem Mittelwert der in den in Abschn. 5.4 beschriebenen B 55 - Verbundversuche von $f_{ctm} = 2,89$ N/mm²

$$G_{F,B55} = 971 \text{ J/m}^2$$

Diese Werte müssen nun mit der gesamten kritischen Energiefreisetzungsrate für den Zwischenfaserbruch der CFK-Lamelle verglichen werden. Zu diesem Zweck wurden an Sika S - Lamellenbruchmechanische Untersuchungen an dafür besonders geeigneten sog. CTS - Proben (Compact Tension Specimen) durchgeführt (Bild 23) und ein Interaktions - Bruchkriterium für den Mischmodus I / II - Zwischenfaserbruch dieses Lamellentyps entwickelt [42]. Es wurden insgesamt 29 Proben mit Lastwinkeln zwischen $\alpha = 0^\circ$ (reiner Modus I) und $\alpha = 90^\circ$ (reiner Modus II) geprüft.

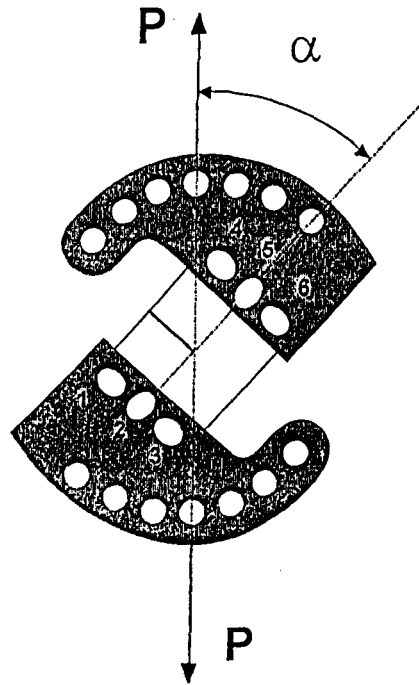


Bild 23: CTS - Probe zur Mischmodus - Untersuchung des Zwischenfaserbruchs von CFK - Lamellen

Nach [43, 44] kann ein Mischmodus - Zwischenfaserbruchkriterium allgemein wie folgt ausgedrückt werden:

$$\left(\frac{G_I}{G_{IC}} \right)^m + \left(\frac{G_{II}}{G_{IIC}} \right)^n = 1 \quad (16)$$

Die zu jedem Lastwinkel gehörenden kritischen Energiefreisetzungsraten G_I und G_{II} wurden mit Hilfe der FEM unter Anwendung der „Modified Virtual Crack Closure Intergral“ - Methode [32] ermittelt. Hiermit lassen sich die Energiefreisetzungsraten beider Modi in nur einem Rechengang berechnen. Für die vorliegenden Untersuchungen hat sich als Kriterium mit den geringsten Abweichungen von den Meßwerten nach der Fehlerquadratmethode ein lineares, d. h. eines mit $m = n = 1$ erwiesen.

$$\frac{G_I}{G_{IC}} + \frac{G_{II}}{G_{IIC}} = 1 \quad (17)$$

In Bild 24 sind die Versuchsergebnisse und die Gerade nach Gl. (17) dargestellt. Die große Streuung, die für FVW mit spröder Matrix nicht ungewöhnlich ist, zeigt, daß, wie generell für sprödbbruchmechanische Probleme, z. B. auch für Betonbruch, die Ergebnisse mit Vorsicht interpretiert werden müssen.

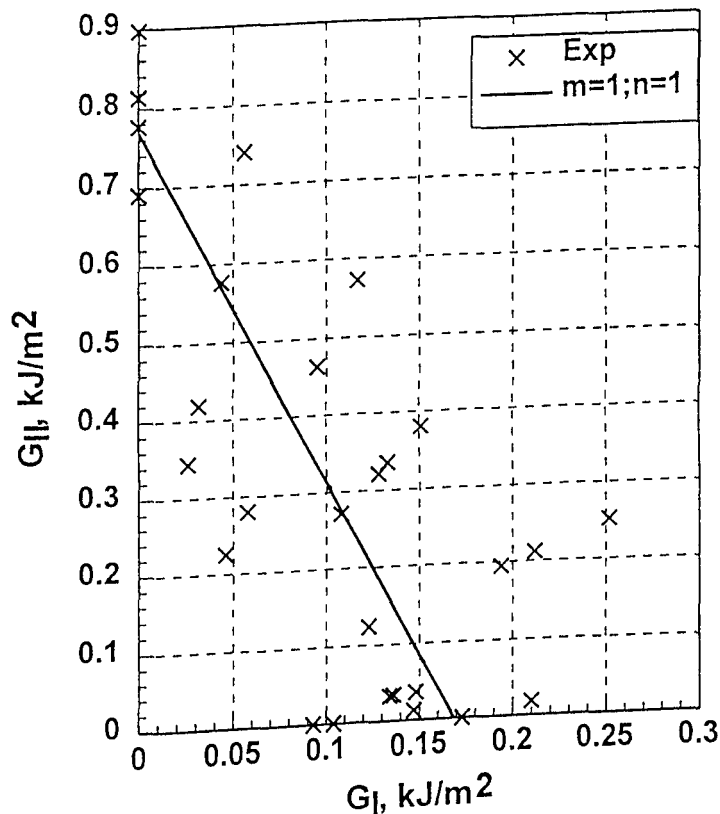


Bild 24: Ergebnisse der Mischmodus - Tests an CFK - Lamellen, Typ Sika CarboDur S und Gerade nach Bruchkriterium Gl. (17)

Für reine Modus I- bzw. Modus II - Beanspruchung betragen die Mittelwerte der kritischen Energiefreisetzungsraten

$$G_{IC} = 168 \text{ J/m}^2$$

$$G_{IIC} = 770 \text{ J/m}^2$$

Nach [45] kann das Verhältnis der Wirkungen beider Bruchmodi als das Verhältnis der Spannungsintensitätsfaktoren, das dem Tangens des Phasenwinkels ψ entspricht, ausgedrückt werden.

(18)

$$\tan \psi = K_{II} / K_I$$

Im Verbundsystem Lamelle - Beton wird der Wirkung des Modus II - Anteils die Verschiebung s_x in Lamellenebene und Krafrichtung und der Wirkung des Modus I - Anteils die Verschiebung v_z aus der Lamellenebene heraus zugeordnet.

(19)

$$K_{II} / K_I = s_x / v_z$$

Die Definition der Verschiebungsrichtungen ist den Bildern 25 und 26 zu entnehmen.

Für das Verhältnis der Bruchmodi sind die Verformungen des lastnächsten Verbundelementes dx entscheidend, da die vollständige Entkoppelung dieses Elementes, d. h. $s_1 = s_{10}$ das Versagen der gesamten Verbundlänge bestimmt (s. Bild 7).

Bei ESPI - Verbundversuch 1 wurden die Verschiebungen s_x in Lamellenlängsrichtung und v_z aus der Lamellenebene am lastseitigen Verklebebeginn ($x = 0$) mit

$$s_x(x=0) = 1,7 \times 10^{-4} \text{ m und}$$

$$v_z(x=0) = 0,6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

gemessen. Bild 25 zeigt die gemessenen Lamellenverschiebungen s_x in Längsrichtung, Bild 26 die Verschiebungen v_z aus der Lamellenebene exemplarisch für den Versuch 1 für die Laststufen von $F = 35 \text{ kN}$ bis zur Bruchlast $F_u = 45,9 \text{ kN}$.

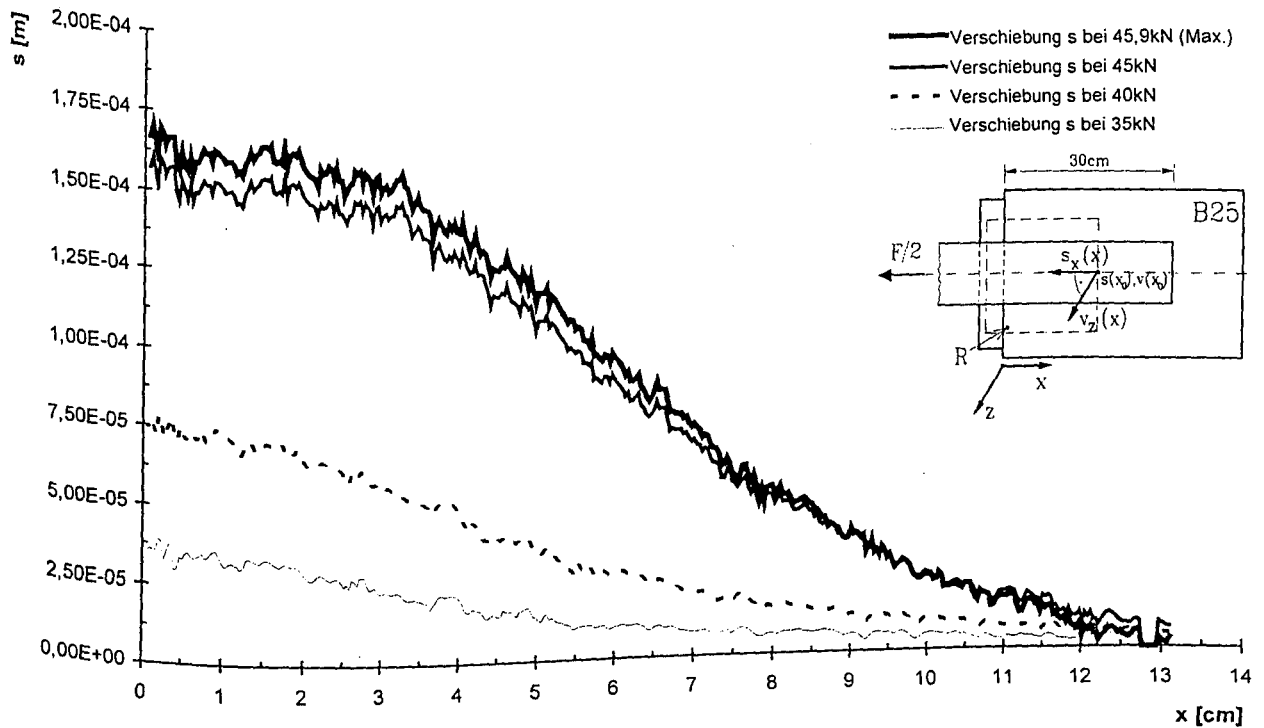


Bild 25: Mit ESPI gemessene Lamellenverschiebungen s_x für $F = 35 \text{ kN} - F_u = 45,9 \text{ kN}$, Versuch 1

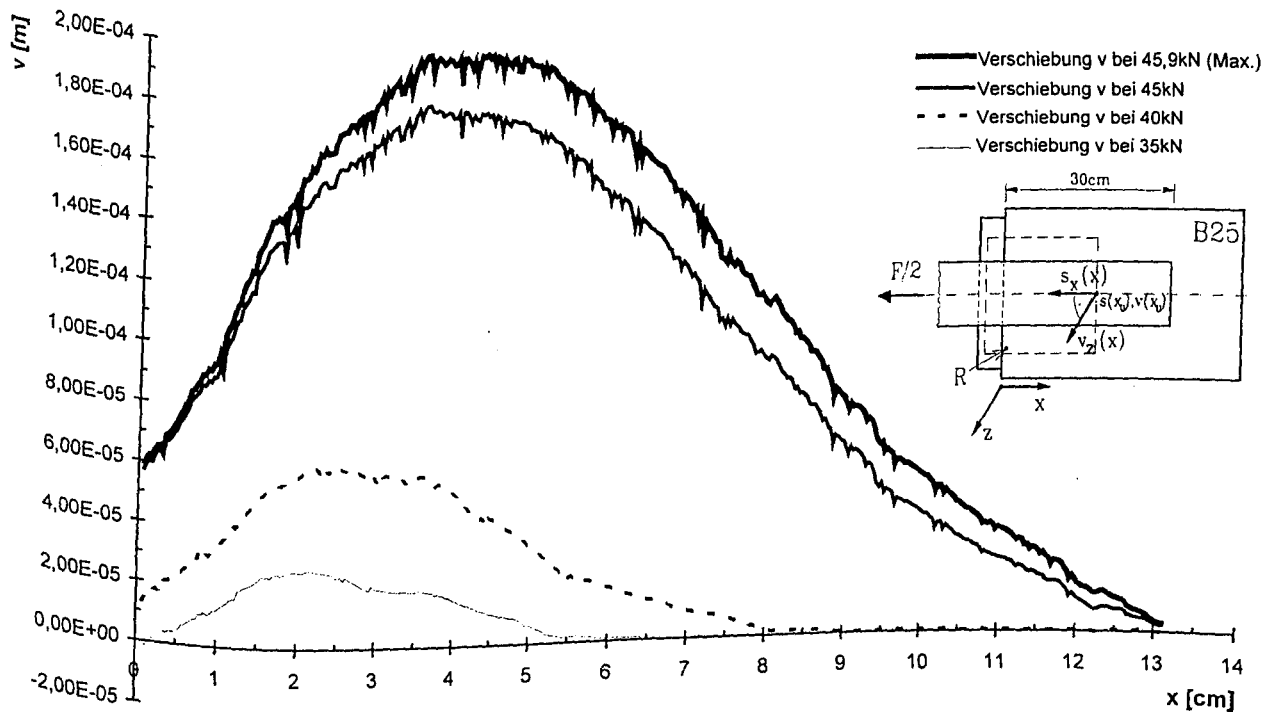


Bild 26: Mit ESPI gemessene Lamellenverschiebungen v_z für $F = 35 \text{ kN} - F_u = 45,9 \text{ kN}$, Versuch 1

Mit Gl. (19) ergibt sich für das Verhältnis der Spannungsintensitätsfaktoren für Versuch 1

$$\frac{K_{II}}{K_I} = \frac{1,7}{0,6} = 2,83$$

Für Versuch 2, dessen Verschiebungsverläufe hier nicht dargestellt werden, ergibt sich der entsprechende Wert zu

$$\frac{K_{II}}{K_I} = \frac{1,4}{0,3} = 4,67$$

Der relativ große Unterschied zeigt die starke Steuerung, der Verschiebungen in derart kleiner Größenordnung in dem inhomogenen Material Beton, dessen mittlere Korngröße die gemessenen Verformungen um ca. den Faktor 100 übertrifft, unterliegen. Trotz einer nicht ausreichenden Anzahl von Meßwerten soll im Folgenden dennoch der begonnene Modellansatz weiterverfolgt werden. Es wird der Mittelwert der beiden gemessenen Verhältniswerte verwendet.

$$\text{cal } \frac{K_{II}}{K_I} = 3,75$$

Da als Kriterium für die anisotropen CFK-Lamellen die Energiefreisetzungsraten verwendet werden, wird auch für den Beton das Verhältnis K_{II}/K_I nach der Formel von Irwin [46], Gl. (20) für den Zusammenhang zwischen dem Spannungsintensitätsfaktor und der Bruchenergie, in G_{II}/G_I umgerechnet.

$$G = \frac{K^2}{E} \quad (20)$$

Es ergibt sich für den Beton:

$$G_{II}/G_I = 14$$

Es wird vorausgesetzt, daß zum Zeitpunkt des Reißübertritts in die Lamelle in der Spitze des interlaminaeren Risses dasselbe Verhältnis beider Bruchmodi wie in der Spitze des Beton-Verbundrisses vorliegt s. Bild 20). Mit Gl. (17) sowie den kritischen Energiefreisetzungsraten der Lamelle für reinen Modus I bzw. II von $G_{IC} = 168 \text{ J/m}^2$ und $G_{IIC} = 770 \text{ J/m}^2$ sowie $G_{II}/G_I = 14$ ergibt sich für die CFK-Lamelle:

$$G_{I,I} = 41 \text{ J/m}^2 \text{ und } G_{II,I} = 580 \text{ J/m}^2$$

Die gesamte Bruchenergie der Lamelle für Zwischenfaserbruch und das gegebene Modus-Verhältnis beträgt demnach

$$G_I = G_{I,I} + G_{II,I} = 621 \text{ J/m}^2.$$

Damit ist für B 25 der weitere Reißfortschritt im Beton energetisch günstiger als in der Lamelle, da die gesamte Bruchenergie des Betons B 25 mit $G_{F,B25} = 672 \text{ J/m}^2$ größer ist als die der Lamelle. Zwischenfaserbruch tritt also nicht ein, wie auch durch die Versuche bestätigt wurde.

Dagegen ist die gesamte Bruchenergie für B 55 mit $G_{F,B55} = 971 \text{ J/m}^2$ größer als die der Lamelle. Es besteht also eine hohe Wahrscheinlichkeit, daß der Verbundriß an irgendeiner Stelle, die nicht genau lokalisierbar ist, den energetisch günstigeren Weg in die Lamelle hinein wählt und in dieser

weiter fortschreitet. Dies wurde durch die Verbundversuche an B 55 bestätigt, bei denen Zwischenfaserbruch an 85% aller Verbundbrüche auftrat (s. Abschn. 5.4.3).

5.5.4 Schlußfolgerungen und weiterer Forschungsbedarf

Das Eintreten und die Auswirkungen des Zwischenfaserbruches ist nur mit Hilfe der Bruchmechanik zu erklären und abzuschätzen sind. Äußerst komplexe Bruchvorgänge im Mikrobereich an einem Mehrphasensystem aus sehr spröden Materialien, die teils anisotrop teils stark inhomogen sind, müssen möglichst einfach und dennoch in der wesentlichen Aussage zutreffend modelliert werden. Der vorstehend beschriebene Modellansatz scheint hierfür geeignet zu sein. Gleichwohl reicht die Anzahl der Meßdaten, insbesondere der Lamellenverschiebungen sowie das Theoriegebäude noch nicht aus, um endgültige Aussagen zu treffen. Beispielsweise ist die Gültigkeit eines linearen Zwischenfaserbruchkriteriums nicht unanfechtbar. Ein quadratisches Kriterium ist ebenfalls möglich, jedoch mußte hier vorerst mit dem Kriterium gearbeitet werden, bei dem sich die geringste Abweichung ergab.

Weitere Forschung, ggf. mit Versuchen zur Bestimmung der reinen Modus II-Bruchenergie an hierfür noch besser geeigneten sog. ENF- (End Notched Flexure) Proben sowie hinsichtlich des für den Zwischenfaserbruch erforderlichen Faserzugversagens ist nötig. Außerdem müssen das Phänomen des "Kinking", also der Rißablenkung beim Rißübertritt in die Lamelle und einige Fragen bzgl. des Einflusses der Zuschlaggröße des Betons u. a. geklärt werden. Schließlich ist die Übertragbarkeit des am Verbundkörper abgeleiteten Modells auf den gerissenen Biegeträger weiter zu verifizieren.

Um vorerst jedoch bei der Bemessung dem Phänomen des Zwischenfaserbruches Rechnung zu tragen, wird vorgeschlagen, wie in den geltenden Richtlinien [47, 48] bereits vorgeschrieben, die für den Verankerungsnachweis ausnutzbare Oberflächenzugfestigkeit des Betons auf $f_{ctm} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ zu begrenzen. Hiermit soll sichergestellt werden, daß das Versagen der Lamellenendverankerung bei höheren Oberflächenzugfestigkeiten nicht durch Zwischenfaserbruch bestimmt wird.

6 Lamellengrenzdehnung

6.1 Kriterium Verhinderung von Lamellenzugbruch

Lamellen aus CFK brechen auf Zug spröde ohne plastische Verformungsreserve. Die Versagensart Lamellenzugbruch ist daher auszuschließen. Dies geschieht über die Festlegung einer Lamellengrenzdehnung für den rechnerischen Bruchzustand.

In Serien von Zugversuchen wurde ein Variationskoeffizient der Lamellenzugbruchdehnung von $v \approx 0,1$ ermittelt. Zugfestigkeiten von Faserverbundwerkstoffen sind oft normalverteilt. Unter dieser Annahme schreiben japanische Richtlinien für Betonbauten mit Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen [49] die Bestimmung des Bemessungswertes der Zugbruchdehnung als charakteristischen Wert ϵ_{lk} nach Gl. (21) vor:

$$\epsilon_{lk} = (\epsilon_{lum} - 3,1\sigma) \tau_b \quad (21)$$

Hierin ist:

ϵ_{lum} :

Mittelwert der Lamellenzugbruchdehnung

σ :

Standardabweichung

τ_b :

Faktor $< 1,0$ zur Berücksichtigung aller Einflüsse aus Transport-, Lagerungs-, Baustellenbedingungen u. a.

Der Faktor τ_b wird in [49] nicht genauer spezifiziert. Für die folgenden Überlegungen wird

$$\tau_b = 0,9$$

angenommen.

Bei Lamellenzugbruch handelt es sich um einen ausgeprägten Sprödbbruch. Deshalb kann die zur Verhinderung eines Lamellenzugbruches zulässige Lamellengrenzdehnung ϵ_l mit einem globalen Sicherheitsbeiwert für angekündigten bzw. unangekündigten Bruch nach DIN 1045 von $\gamma_{\text{global}}^{\text{duktil}} = 1,75$ bzw. $\gamma_{\text{global}}^{\text{spröde}} = 2,1$ wie folgt ausgedrückt werden:

$$\text{grenz } \epsilon_l = \frac{1,75 \cdot (\epsilon_{\text{lum}} - 3,1 \cdot 0,1 \epsilon_{\text{lum}}) \cdot 0,9}{2,1} = 0,51 \epsilon_{\text{lum}} \approx 0,5 \epsilon_{\text{lum}}$$

$$\text{grenz } \epsilon_l = 0,5 \epsilon_{\text{lum}}$$

(22)

Hiernach ergeben sich für die derzeit zugelassenen Lamellentypen folgende Grenzdehnungen:

$$\text{Sika CarboDur S:} \quad \text{grenz } \epsilon_l = 8,0\% \quad (23)$$

$$\text{S\&P 150/2000:} \quad \text{grenz } \epsilon_l = 7,5\% \quad (24)$$

$$\text{S\&P 200/2000:} \quad \text{grenz } \epsilon_l = 6,5\% \quad (25)$$

Der Wert für den Typ S&P 150/200 bezieht sich auf die inzwischen ausschließlich ausgelieferte Ware nach einer Verbesserung des Herstellungsprozesses, bei der bessere mechanische Werte erreicht werden, als bei dem Material, das in den bisher beschriebenen Versuchen verwendet wurde und auf das sich die Werte in Tabelle 1 beziehen.

6.2 Kriterium Verhinderung der Lamellenentkoppelung bei hohen Dehnungen

6.2.1 Vorbemerkungen

Die Lamelle ist ein mit dem Beton im Verbund liegender Bewehrungsstrang und wird in der Biegebemessung als solcher behandelt. Dies bedeutet, daß sich die Lamellendehnung aus der Annahme einer ebenen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ergibt und die Lamellenzugkraft ungefähr affin zum Momentenverlauf ist.

Entkoppelung der Lamelle vom Beton hätte zumindest bereichsweise einen unterspannten Balken zur Folge. Dies muß zu bereichsweise hohen konstanten Lamellendehnungen und -zugkräften führen, die sich weiter in Richtung auf die Endverankerungen ausweiten und letztendlich zu deren Versagen führen. Außerdem wird sich im entkoppelten Bereich durch Fehlen des Verbundes die Gesamtlängung auf wenige, breite Risse konzentrieren, die die Druckzone stark einschnüren und so evtl. zu deren Versagen führen können (Bild 27). Eine Lamellenentkoppelung unter Gebrauchslasten muß daher ausgeschlossen werden.

Die Entkoppelungsgefahr steigt mit zunehmender Lamellendehnung wegen des unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs- und Verbundverhaltens von Betonstahl und Lamelle. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wird jedoch eine hohe Ausnutzung der Lamelle angestrebt. Es liegt nahe, die Lamellenentkoppelung im Bereich großer Biegezugdehnungen durch die Festlegung einer Grenzdehnung zu verhindern, die gleichzeitig auch eine wirtschaftlich vertretbare Lamellenausnutzung erlaubt. Zur Vorhersage der Lamellenkraft bei Entkoppelung steht ein Modell zur Verfügung, das auf der Basis von Versuchen mit Stahlflaschen abgeleitet wurde [14]. Es beruht auf der verbundorientierten Betrachtung der Umgebung eines Risses unter Einbeziehung des Modells der Tragfähigkeit der geklebten Verbindung Lamelle-Beton.

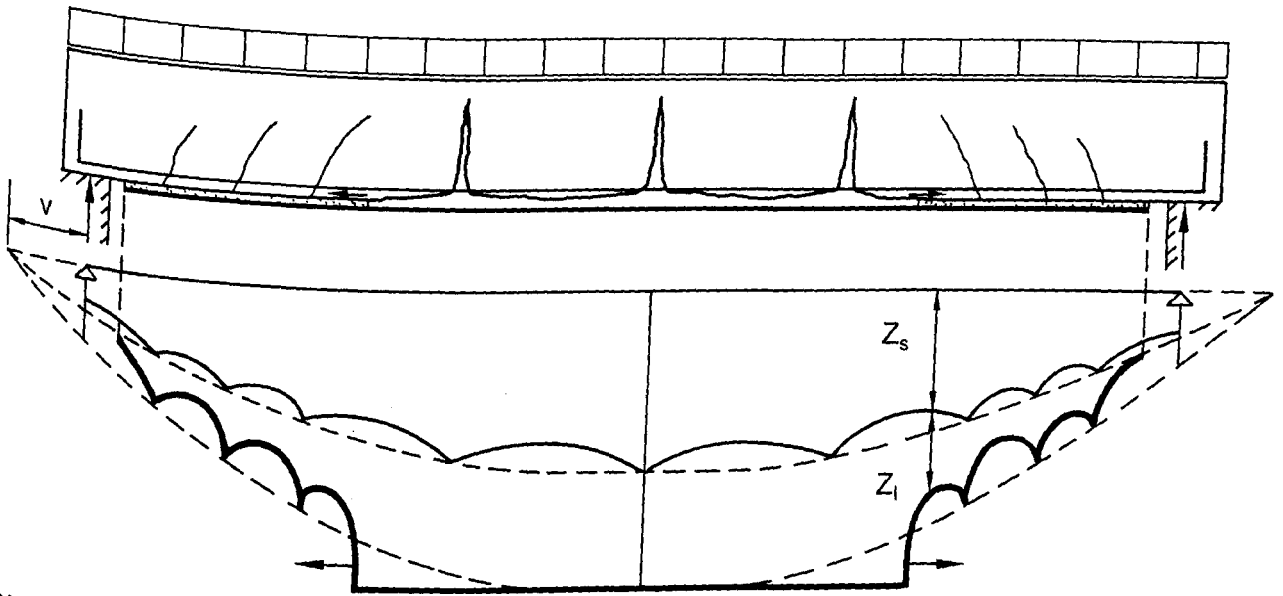


Bild 27: Zugkräfte der Betonstahlbewehrung (Z_s) und der Lamelle (Z_l) am gerissenen Stahlbetonbalken bei fortschreitender Lamellenentkoppelung, ausgehend von Biegerissen im Bereich hoher Dehnungen

Anhand von Zugversuchen an Dehnkörpern wurde die Übertragbarkeit des Entkoppelungs-modells auf CFK-Lamellen bestätigt. Ziel war es, für Beispielbauteile mit entkoppelungsbegünstigenden Parametern Grenzwerte für die Lamellendehnung zu finden, mit denen für alle baupraktischen Fälle Entkoppelung im Gebrauchszustand verhindert werden kann.

6.2.2 Zentrische Zugversuche an Dehnkörpern

Es wurden zwei mit CFK-Lamellen verstärkte Stahlbeton-Dehnkörper im statischen Zugversuch kraft geregelt geprüft. Mit ihnen kann der Bereich großer Biegezugdehnungen im Feldbereich schlanker Biegebauteile gut abgebildet werden. Mit der Bewehrung des Dehnkörpers DK 2 aus glattem Rundstahl St 37 sollte der bei Verstärkungsaufgaben an älterer Bausubstanz häufig vorkommende BSt 220 nachempfunden werden. Der andere Dehnkörper DK 1 wurde mit dem heute üblichen Rippenstahl BSt 500 S bewehrt. In Bild 28 sind der Versuchsaufbau und die Querschnitte dargestellt. Die genaue Beschreibung der Versuchskörper und der Ergebnisse ist [19] zu entnehmen.

Ergebnisse

Bei beiden Dehnkörpern nahmen Dehnungen und Rißbreiten zunächst proportional mit der Laststeigerung zu. Es bildeten sich bis zum abgeschlossenen Rißbild ständig neue Trennrisse. Der mittlere Endrißabstand betrug beim Dehnkörper DK1 $s_m = 138$ mm. Wegen des schlechteren Bewehrungsverbundes des glatten Betonstahles und der geringeren Klebverbundfläche der schmalen Lamellen war der Endrißabstand beim Dehnkörper DK2 mit $s_m = 257$ mm erwartungsgemäß deutlich größer. Beide Werte lassen sich mit dem Verbundmodell in [14] unter Verwendung des auf CFK-Lamellen übertragenen Ansatzes der Verbundtragfähigkeit aus Abschn. 5.4.4 nach Gl. (13) gut nachvollziehen.

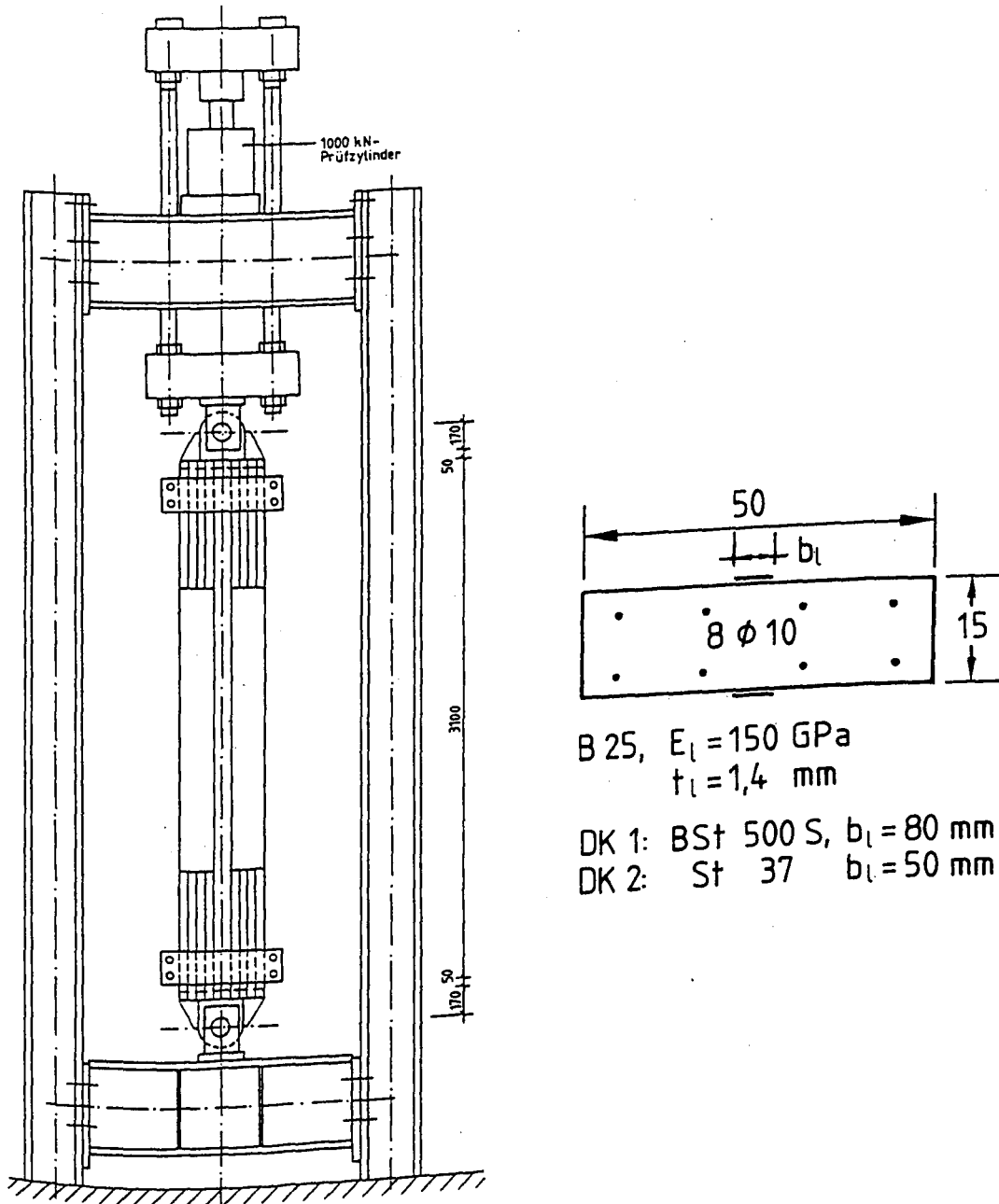


Bild 28: Versuchsaufbau und Querschnitte an Dehnkörper

$$F_{le2} = \frac{F_{lu}^2 + \Delta F_{la}^2}{2\Delta F_{la}} \quad (26)$$

Hierin bedeuten

F_{lu} : mittlere der verankerbaren Verbundbruchkraft, berechnet nach Gl. (13)
 ΔF_{la} : Lamellenkraftdifferenz zwischen Riß und Ende der Einleitungslänge, Berechnung nach [14], Gl. (5.33)

$$\Delta F_{la} = A_{c,ef} \cdot f_{ctm,l} \cdot \frac{E_l \cdot A_l \cdot \xi_l}{E_s \cdot A_s + E_l \cdot A_l \cdot \xi_l} \quad [N] \quad (27)$$

$A_{c,ef}$: effektive Betonzugfläche

Nach [50] sowie der Überlegung, daß die betrachteten Dehnkörper gleichmäßig und dicht mit Bewehrung durchsetzt sind, wird der Bruttoquerschnitt der effektiven Betonzugfläche gleichgesetzt.

$$A_{c,ef} = A_b = 150 \cdot 500 = 75.000 \text{ mm}^2 \quad (28)$$

Weiterhin ist

ξ_l : Beiwert zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Betonstahl und Lamelle, berechnet nach [14], Gl. (5.20):

$$\xi_l = \frac{\tau_{lm} \cdot E_s \cdot d_s}{\tau_{sm} \cdot E_l \cdot 4 \cdot t_l} \quad [-] \quad (29)$$

Die Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn F_{le2} soll im Folgenden unter Verwendung zweier Ansätze für die mittlere Lamellenverbundspannung bei abgeschlossener Ribbildung τ_{lm} bestimmt werden.

Zunächst wird τ_{lm} nach [14], Gl. (4.25) mit $k_c = 1,0$ angenommen zu

$$\tau_{lm}^a = k_b \cdot f_{ctm,l} \quad [N/mm^2] \quad (30)$$

Außerdem soll F_{le2} aus dem Wert für τ_{lm} , der durch Rückrechnung aus dem gemessenen Endrißabstand s_m (s. Abschn. 3.3.6.1) ermittelt wurde, bestimmt werden. Nach [1], Gl. (5.21) ergibt sich:

$$\tau_{lm}^b = \left(\frac{A_{c,ef} \cdot f_{ctm,s} - u_s \cdot \tau_{sm}}{l_a} \right) / b_l \quad [N/mm^2] \quad (31)$$

Hierin ist l_a die gemeinsame Einleitungslänge von Betonstahl und Lamelle bei abgeschlossenem Ribbild. Sie beträgt nach [14], Gl. (5.57):

$$l_a = 0,75 s_m \quad [mm] \quad (32)$$

In Tabelle 5 sind die gemessenen den nach dem Verbundmodell [14] mit Gl. (26) berechneten Lamellenkräften bei Entkoppelungsbeginn gegenübergestellt. Die hochgestellten Zeiger a und b bei den rechnerischen Werten beziehen sich auf die Ansätze für τ_{lm} nach Gl. (23) für τ_{lm}^a und nach Gl. (31) für τ_{lm}^b . In den Bildern 29 und 30 sind die rechnerische den aus gemessenen Ribdehnungen ermittelten Teilzugkräfte von CFK-Lamelle und Betonstahl in Abhängigkeit von der Gesamtkraft dargestellt.

Tab. 5: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Werte für die Lamellenzugkraft bei Entkoppelungsbeginn

	Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn			Verhältnis cal F_{le2} /exp F_{le2}	
	cal F_{le2}^a [kN]	cal F_{le2}^b [kN]	exp F_{le2} [kN]	cal F_{le2}^a /exp F_{le2}	cal F_{le2}^b /exp F_{le2}
DK 1	119	94,8	103	1,16	0,92
DK 2	53,3	54	53,3	1,00	1,01

Die Übereinstimmung ist sehr gut. Die Übertragbarkeit des Modells von [ho] hinsichtlich der Entkoppelung auf CFK-Lamellen kann mit hinreichender Sicherheit angenommen werden.

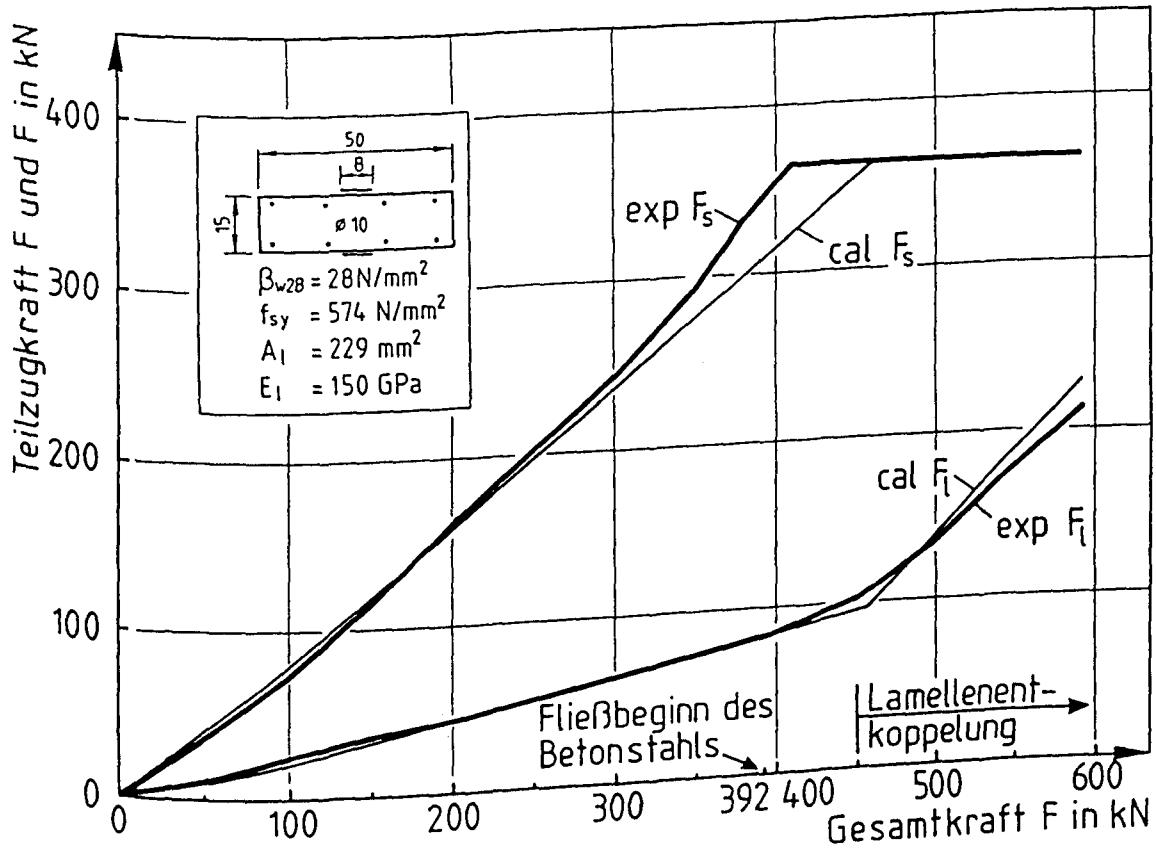


Bild 29: Rechnerische (cal) und aus gemessenen Reißdehnungen ermittelte (exp) Teilzugkräfte der CFK-Lamelle F_l und des Betonstahls F_s in Abhängigkeit von der Gesamtkraft, Dehnkörper DK 1

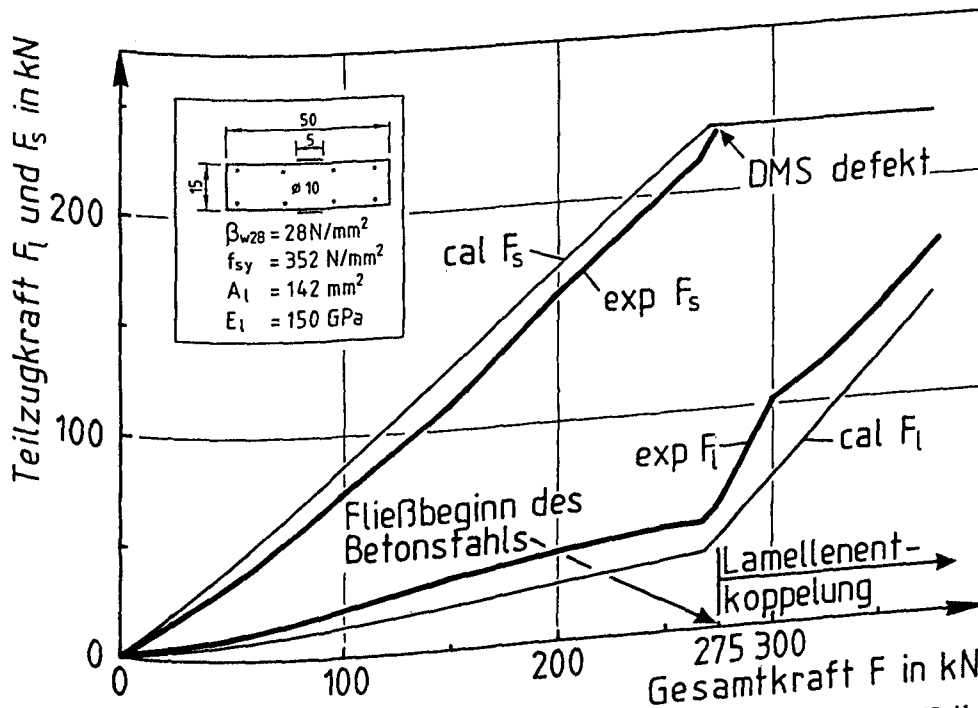


Bild 30: Rechnerische (cal) und aus gemessenen Reißdehnungen ermittelte (exp) Teilzugkräfte der CFK-Lamelle F_l und des Betonstahls F_s in Abhängigkeit von der Gesamtkraft, Dehnkörper DK 2

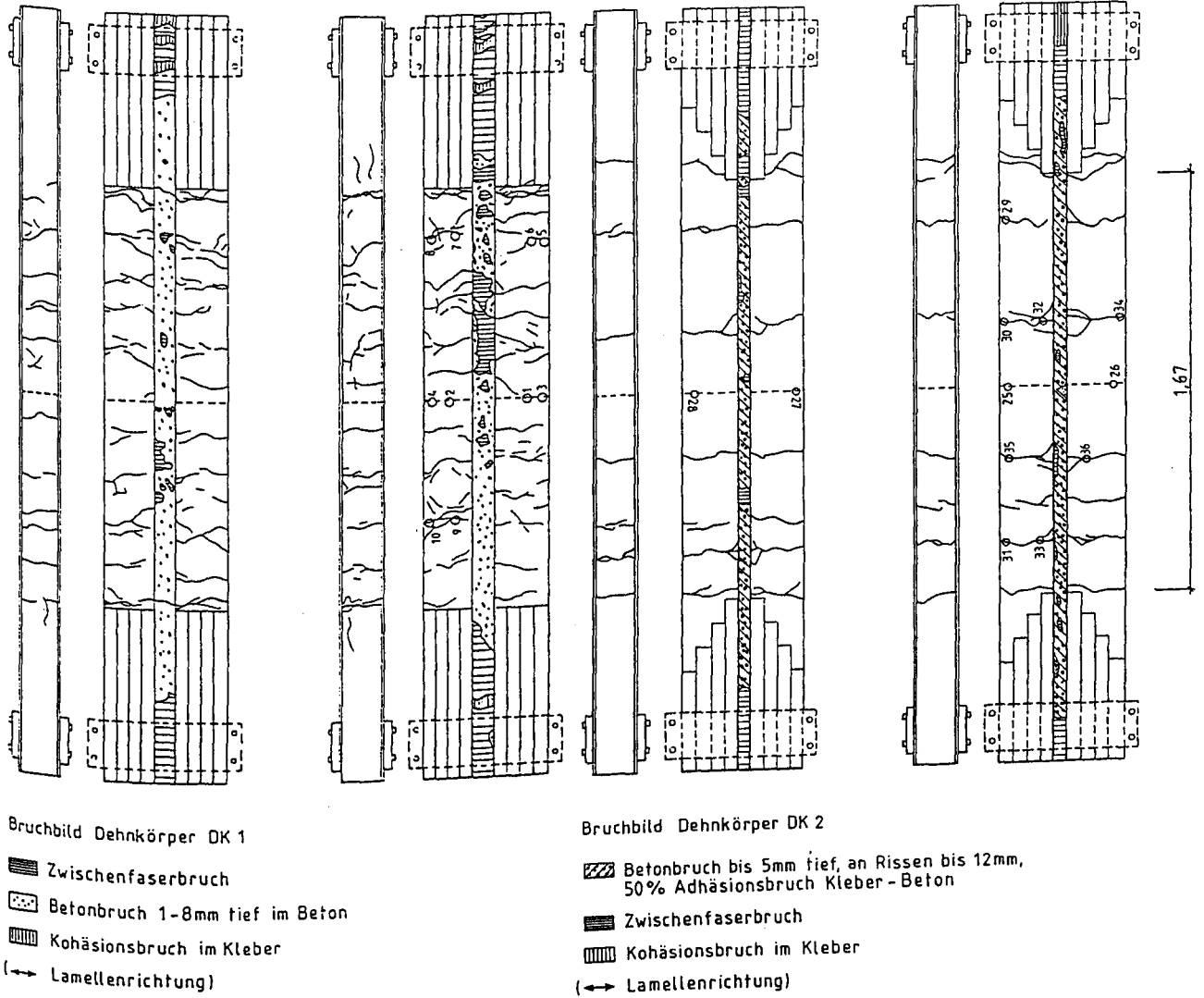


Bild 31: Bruchbilder Dehnkörper DK 1 und DK 2

6.2.3 Entkoppelungsbeginn bei Biegebauteilen

Ziel einer Parameterstudie war es, die Lamellendehnung bei Entkoppelung für Biegebauteile und Stähle mit unterschiedlicher Streckgrenze und Oberfläche, für unterschiedliche Verhältnisse der inneren Hebelarme, unterschiedliche Lamellendicken sowie Verhältnisse der Bewehrungssteifigkeiten zu ermitteln.

Um untere Grenzen für die Entkoppelungsdehnung zu erhalten, wurden letztere für Platten, bei denen ein großes, d. h. entkoppelungsbegünstigendes Verhältnis der inneren Hebelarme $\kappa_z = z_i/z_s$ vorliegt für die niedrigstzulässige Betonzugfestigkeit von $f_{ctm} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die Untersuchung erfolgte für praxisübliche Dehnsteifigkeitsverhältnisse von Lamelle zu Innenbewehrung bis zu $k_d = 0,6$ sowie einfach und doppelt aufgeklebte Lamellen.

Die Auswertung erfolgte nach den Gln. (26) und (27) wobei in (27) der Ausdruck für die Rißkraft für Rechteckquerschnitte nach Gl. (33) ersetzt wird

$$F_R = \frac{W \cdot f_{ctm}}{z_m} = \frac{bh^2 f_{ctm}}{6z_m} \quad (33)$$

mit:

W... Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnitts

z_m ... mittlerer innerer Hebelarm

Die Annahme eines vorab ungerissenen Querschnitts ist bzgl. Lamellenentkoppelung konservativ.

In Bild 32 ist das Ergebnis dieser Auswertung als Abhängigkeit der auf die Fließdehnung der Innenbewehrung bezogenen Lamellendehnung bei Entkoppelung ϵ_{le} von der Steifigkeitszahl dargestellt. Die Untersuchung wurde für Lamellen mit $E_l = 150 \text{ GPa}$ durchgeführt. Die hiermit ermittelten Werte für ϵ_{le} können als untere Grenze für alle höhermoduligen Typen angesehen werden, wie der Anstieg der Kurven mit k_d zeigt.

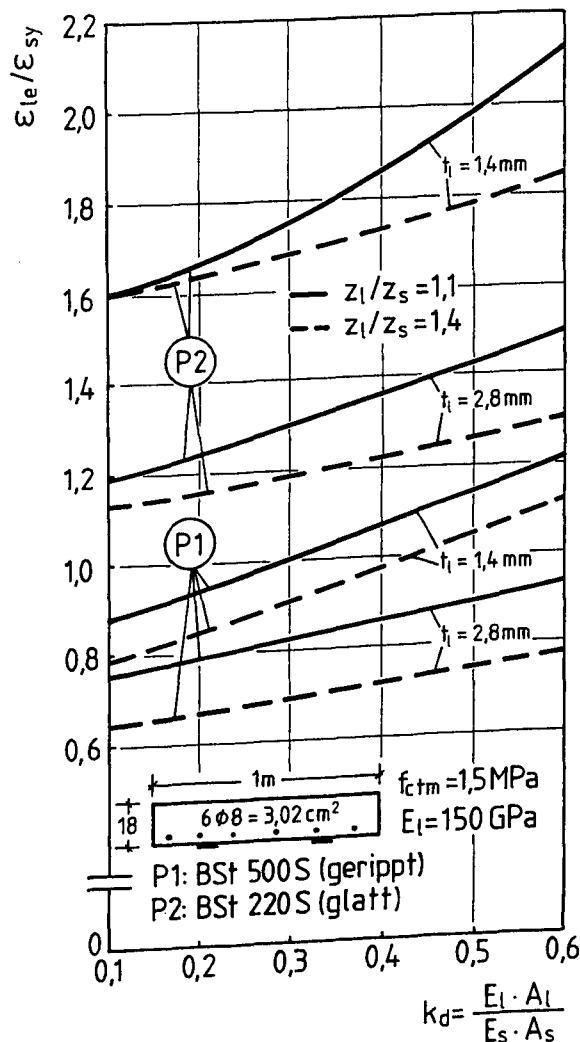


Bild 32: Bezogene Lamellendehnung bei Entkoppelung für einfach und doppelt aufgeklebte Lamellen, unterschiedliche Verhältnisse der inneren Hebelarme sowie für Betonstähle unterschiedlicher Festigkeiten und Verbundeigenschaften in Abhängigkeit von der Steifigkeitszahl

6.2.4 Anwendung auf die Balkonplatten, Typ WBS 70

Es wird davon ausgegangen, daß eine einlagige Verklebung der CFK-Lamellen für die Verstärkung der Balkonplatten ausreicht. Diese Annahme wird später bestätigt. Ferner wird die Verwendung von z. Z. erhältlichen Lamellentypen mit den Dicken $t_l = 1.2$ und 1.4 mm vorausgesetzt. Um die mögliche Bandbreite der an den Bauteilen anzutreffenden Oberflächenzugfestigkeiten abzudecken,

erfolgt die Auswertung für $f_{ctm} = 1,5 - 3,0 \text{ N/mm}^2$. Oberflächenzugfestigkeiten in diesem Bereich sind nach den bestehenden Lamellenzulassungen bei der Bemessung ansetzbar.

Für den mittleren Wert der Verbundspannungen von Betonrippenstahl werden in [51] Werte zwischen $\tau_{sm} = 1,80 f_{ctm}$ und $2,25 f_{ctm}$ angegeben. Da die Verbundeigenschaften der in den Balkonplatten eingebauten gerippten Spanndrähte unbekannt sind, wird der niedrigere Wert angesetzt. In Gl. (29) wird zudem für d_s ein Ersatzdurchmesser eines flächengleichen Kreisquerschnittes eingesetzt, so daß der sich daraus ergebende fiktive Spanndrahtumfang geringer als der tatsächliche des ovalen Querschnitts ist. Dies ist bzgl. der Verbundfestigkeit ebenfalls ein konservativer Ansatz. Der Wert k_b wird für alle Parameterkombinationen zu $k_b = 1,25$ angesetzt.

In den Bildern 34 und 35 sind die Lamellendehnungen bei Entkoppelung nach dem in 6.2.2 bzw. 6.2.3 beschriebenen Modell über die bezogene Lamellensteifigkeit aufgetragen. Bild 34 gilt für eine Balkonplatte nach planmäßiger Ausführung mit neun Spanndrähten, s. 3.2, entsprechend einem erforderlichen Biegeverstärkungsgrad von $\eta_B = 1,67$. Bild 35 gilt für Platten mit zehn Spanndrähten, wie sie, abweichend von der ursprünglichen Planung ebenfalls ausgeführt wurden. Für diese ist $\eta_B = 1,50$. Man erkennt den bzgl. Lamellenentkoppelung günstigen Einfluß einer höheren Lamellensteifigkeit. Die Auswertung wurde für einen E-Modul von $E_l = 170 \text{ GPa}$ durchgeführt. In diesem Bereich liegt der E-Modul der meisten zugelassenen Lamellentypen. Für höhermodulige Lamellen können die ermittelten Werte der Entkoppelungsdehnung als untere Grenze angesehen werden.

In die Diagramme ist ebenfalls die Lamellendehnung im Gebrauchszustand ϵ_{ld} für eine globalen Sicherheitsbeiwert für die Biegebemessung von $\gamma = 1,75$ und das vorhandene Verhältnis der inneren Hebelarme von $\kappa_z = z_l/z_s = 1,4$ über die bezogene Lamellensteifigkeit aufgetragen. Mit Bild 33 ergibt sich die Lamellendehnung im Gebrauchszustand nach Gl.(34).

$$\epsilon_{ld} = \left[\frac{\eta_B \cdot \epsilon_{zy} + \gamma \cdot k_d \cdot \kappa_z^2 \cdot \epsilon_{z0}}{\gamma (1 + k_d \cdot \kappa_z^2)} - \epsilon_{z0} \right] \cdot \kappa_z \quad (34)$$

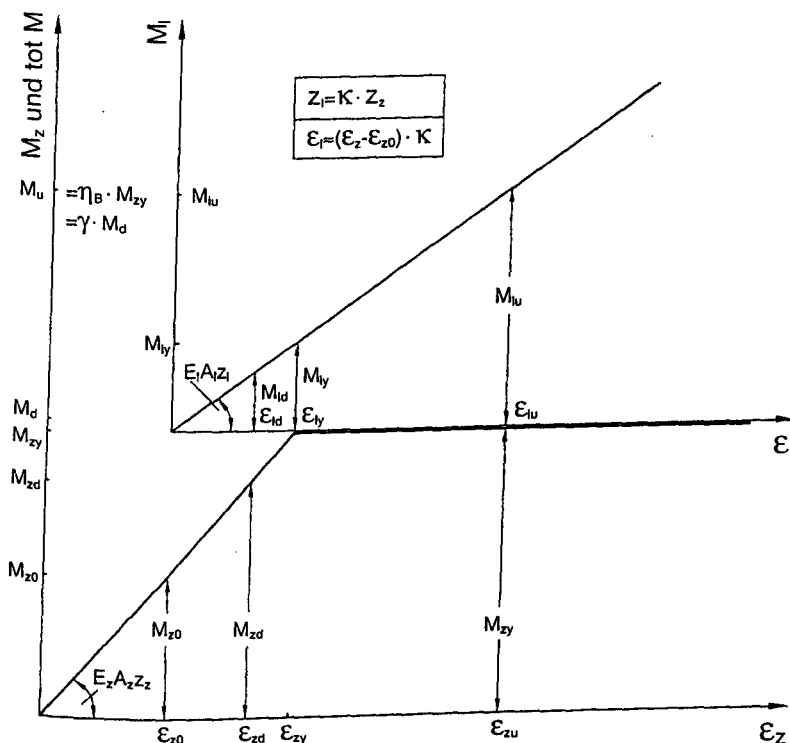


Bild 33: Teilmomente von Spannbewehrung (z) und Lamellen (l) für lamellenverstärkte Biegeträger in Abhängigkeit von den Zuggurdehnungen

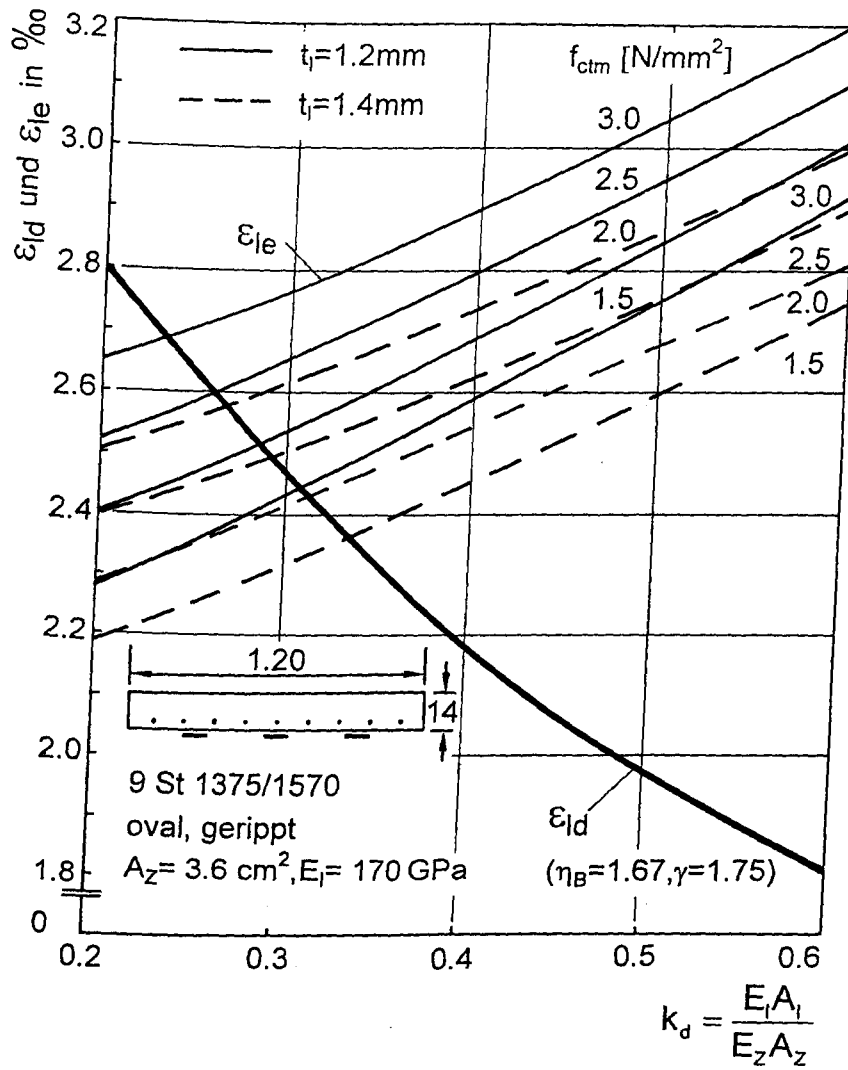


Bild 34: Lamellendehnungen bei Entkoppelung für unterschiedliche Lamellendicken und Oberflächenzugfestigkeiten sowie Lamellendehnungen im Gebrauchszustand in Abhängigkeit von der bezogenen Lamellensteifigkeit für $A_z = 3,6 \text{ cm}^2$, $\eta_B = 1,67$

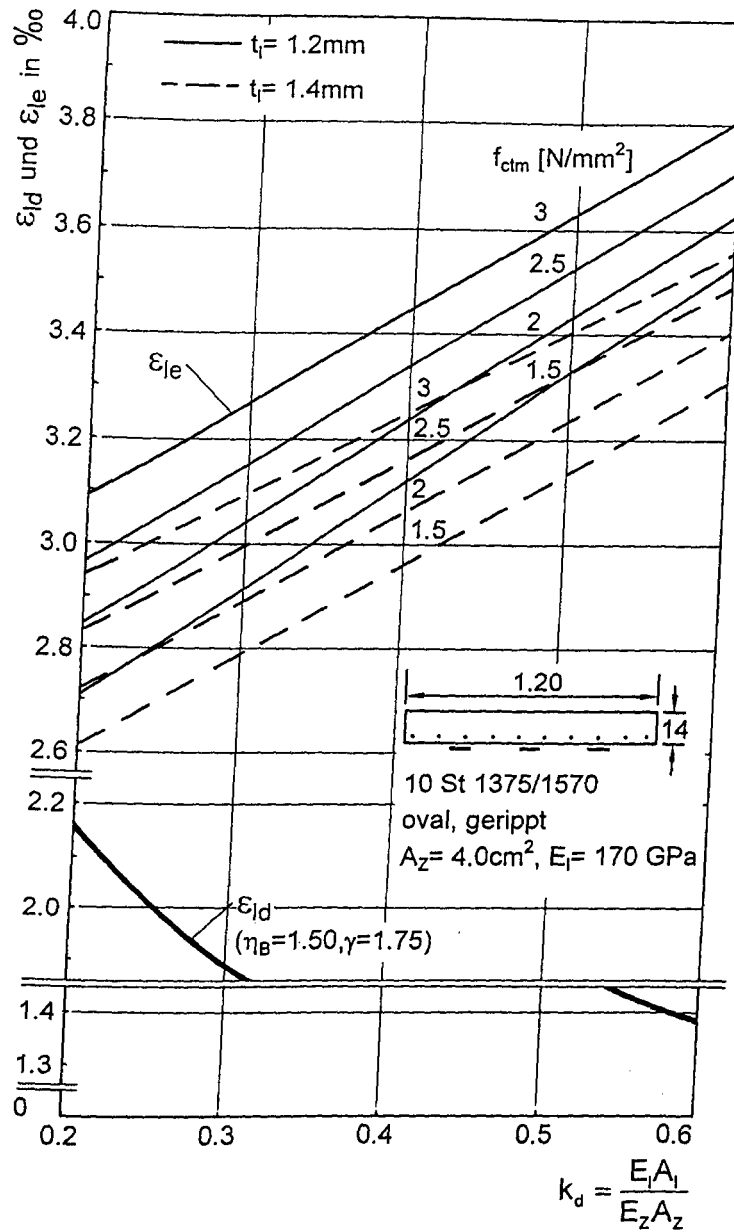


Bild 35: Lamellendehnungen bei Entkoppelung für unterschiedliche Lamellendicken und Oberflächenzugfestigkeiten sowie Lamellendehnungen im Gebrauchszustand in Abhängigkeit von der bezogenen Lamellensteifigkeit für $A_z = 4,0\text{ cm}^2$, $\eta_B = 1,50$

Wie man in Bild 35 sieht, liegt bei Platten mit zehn Spanndrähten die Lamellendehnung im Gebrauchszustand für $k_d > 0,2$ immer unter der Entkoppelungsdehnung, d. h. Lamellenentkoppelung im Gebrauchszustand ist nicht zu erwarten. Für Platten mit neun Spanndrähten liegt die entsprechende bezogene Lamellensteifigkeit bei $k_d = 0,33$. Dies entspricht z. B. 2,87 Lamellen á 50 mm Breite mit $E_1 = 170\text{ GPa}$. Ein Blick in Bild zeigt, daß für $k_d = 0,33$ bei Platten mit neun Spanndrähten im rechnerischen Bruchzustand eine Lamellendehnung von $\epsilon_{lu} \approx 10\text{‰}$ ausgenutzt werden müßte. Wie in Abschn. 6.1 gezeigt wurde, dürfen jedoch aus anderen Gründen nur geringere Lamellendehnungen ausgenutzt werden, so daß eine höhere Lamellensteifigkeit als $k_d = 0,33$ erforderlich wird. Für diese liegen auch bei Platten mit neun Spanndrähten die Lamellendehnungen im Gebrauchszustand unter den Entkoppelungsdehnungen.

Die Lamellendehnungen im rechnerischen Bruchzustand in Abhängigkeit von den bezogenen Lamellensteifigkeiten können nach Gl. (35) ermittelt werden. Dies ist gleichbedeutend mit Gl.(36).

$$\varepsilon_{lu} = M_{lu} / E_I A_I z_I \quad (35)$$

$$\varepsilon_{lu} = \frac{(\eta_B - 1)}{k_d \cdot \kappa_z} \cdot \varepsilon_{zy} \quad (36)$$

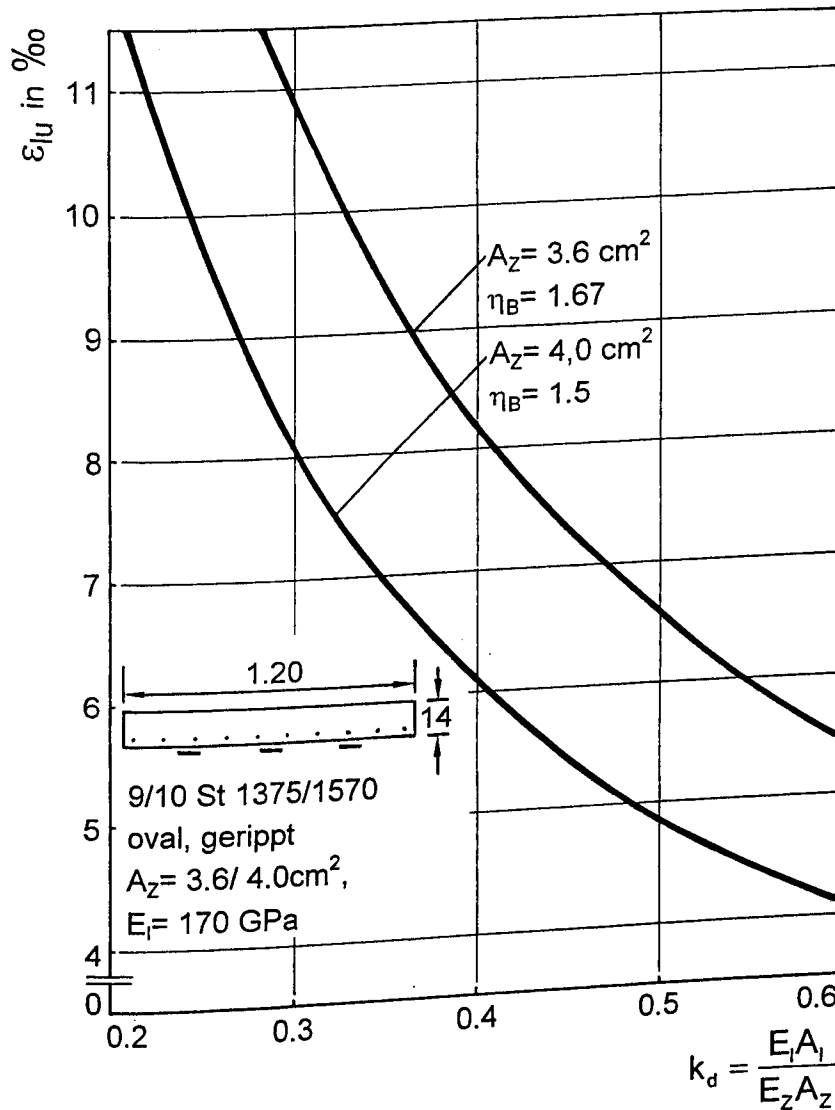


Bild 36: Lamellendehnung im rechnerischen Bruchzustand ε_{lu} in Abhängigkeit von der bezogenen Lamellensteifigkeit für Balkonplatten Typ WBS 70 mit neun und zehn Spanndrähten

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei ausreichender Dimensionierung der Lamellen für den Biegebruchnachweis weder für Platten mit neun noch solche mit zehn Spanndrähten eine Lamellenentkoppelung im Bereich hoher Zugdehnungen zu erwarten ist.

6.3 Kriterium Verhinderung des Fließens der Innenbewehrung unter Gebrauchslasten

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen wird die Ausnutzung einer möglichst hohen Lamellendehnung im Bruchzustand, die ein Mehrfaches der Streckgrenze der Innenbewehrung betragen kann, angestrebt. Es ist deshalb möglich, daß die Innenbewehrung bereits unter Gebrauchslast ihre Streckgrenze erreicht. Dies ist jedoch unbedingt zu verhindern um zum einen bleibende Verformungen nennenswerter Größe zu vermeiden. Zum anderen muß einem Ermüdungsbruch der

Innenbewehrung bei nicht vorwiegend ruhenden Lasten vorgebeugt werden. Außerdem begünstigt das Fließen der Innenbewehrung die Lamellenentkoppelung.

In Bild 37 sind die Zuggurtkräfte eines mit CFK-Lamellen verstärkten Biegeträgers in Abhängigkeit von den Zuggurtdehnungen für den Grenzfall, daß im Gebrauchszustand (d) gerade Innenstahlfließen erreicht wird. Die Darstellung gilt für den einfachen Fall gleicher innerer Hebelarme von Innenbewehrung und Lamelle.

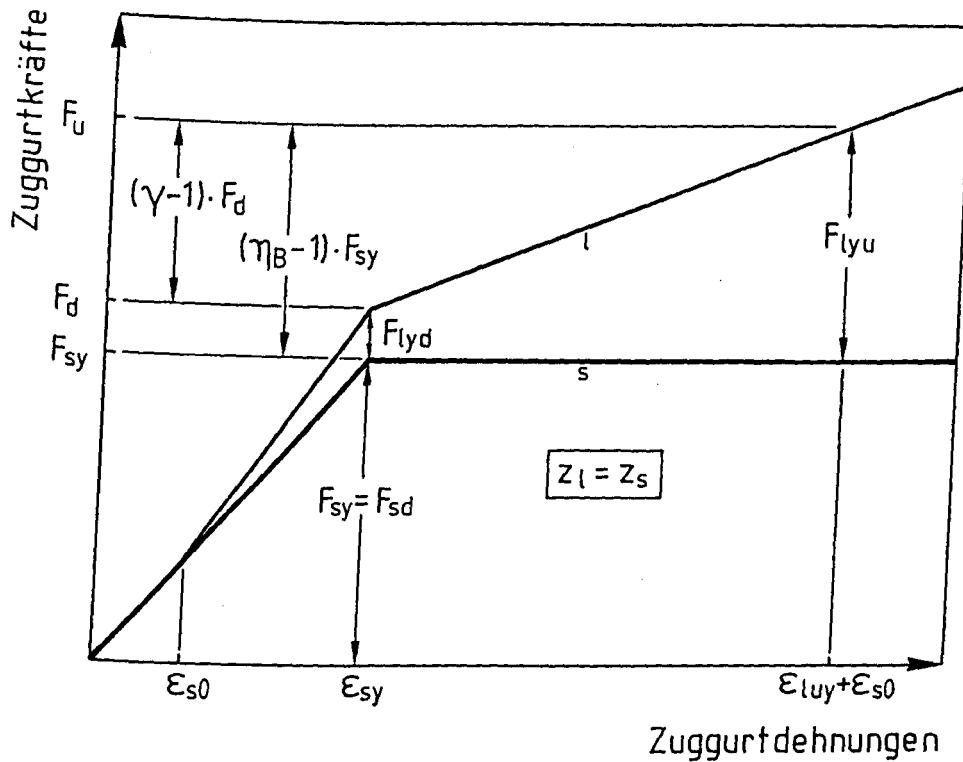


Bild 37: Zuggurtkräfte eines lamellenverstärkten Biegeträgers in Abhängigkeit von den Zuggurtdehnungen für den Grenzfall daß im Gebrauchszustand (d) gerade Innenstahlfließen erreicht wird, Darstellung für gleiche innere Hebelarme von Innenstahl (s) und Lamelle (l)

Die auf die Steckgrenze der Innenbewehrung bezogene Lamellendehnung im Bruchzustand, für die im Gebrauchszustand gerade Innenbewehrungsfließen erreicht wird ϵ_{luy} , läßt sich unter Berücksichtigung der unterschiedlichen inneren Hebelarme und der Vordehnung der Innenbewehrung zum Verstärkungszeitpunkt nach Gl. (37) ausdrücken:

$$\frac{\epsilon_{luy}}{\epsilon_{ly}} = \frac{\eta_B - 1}{\eta_B - 1} (1 - \beta) \kappa_z \quad (37)$$

Aus Bild 37 sowie aus Gl. (37) ist zu erkennen, daß ein Fließen der Innenbewehrung im Gebrauchszustand nur für Biegeverstärkungsgrade, die über dem globalen Sicherheitsbeiwert liegen, möglich ist. Für die hier betrachteten Balkonplatten mit erforderlichen Biegeverstärkungsgraden von $\eta_B = 1,67$ bzw. $\eta_B = 1,50$ ist für einen Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 1,75$ also ein Fließen der Innenbewehrung im Gebrauchszustand nicht zu erwarten.

6.4. Festlegung der Lamellengrenzdehnung

Es ist ein Wert für die Lamellengrenzdehnung im rechnerischen Bruchzustand festzulegen, bei dessen Einhaltung alle in 6.1 - 6.3 genannten Kriterien erfüllt werden.

In Abschn. 6.2 wurde für eine planmäßige Ausführung der Balkonplatten gezeigt, daß bei ausreichender Dimensionierung für Biegung weder für Platten mit neun noch für solche mit zehn Spanndrähten die Gefahr der Lamellenentkoppelung im Gebrauchszustand besteht. Untersuchungen an Original-Balkonplatten haben ergeben, daß Abweichungen hinsichtlich Plattendicke und Betondeckung auftreten können. Für den ungünstigsten Fall einer Platte mit neun Spanndrähten, einer Dicke von nur 13 cm (planmäßig 14 cm) und einer Betondeckung von $c = 3,5$ cm (planmäßig 3,0 cm) ergibt sich der maximal erforderliche Biegeverstärkungsgrad zu $\text{erf } \eta_B = 1,89$. Eine Vergleichsrechnung ergab, daß auch hierfür bei Einhaltung der in Abschn. 9 vorgeschriebenen Lamellenanzahl die Entkoppelungsdehnung ϵ_{le} immer über der Lamellendeckung bei Gebrauchslasten ϵ_{ld} liegt. Außerdem wurde in keinem der in Abschn. 7 beschriebenen Plattenversuche eine Lamellenentkoppelung im Bereich großer Dehnungen beobachtet. Es kann also davon ausgegangen werden, daß das Kriterium Lamellenentkoppelung im Gebrauchszustand für den vorliegenden Anwendungsfall keine Beschränkung der Lamellengrenzdehnung darstellt.

In Abschn. 6.3 wurde gezeigt, daß für erforderliche Biegeverstärkungsgrade $\text{erf } \eta_B$, die unter dem globalen Sicherheitsbeiwert γ liegen, kein Fließen der Innenbewehrung im Gebrauchszustand eintritt. Bei dem o. g. ungünstigsten Fall mit einem erforderlichen Biegeverstärkungsgrad von $\text{erf } \eta_B = 1,89 > \gamma = 1,75$, einem Verhältnis der inneren Hebelarme von $\kappa_z = z_1/z_2 = 1,45$ sowie einem Vordehnungsgrad von $\beta = \epsilon_{z0}/\epsilon_{zy} = 3,6/6,71 = 0,537$ ergibt sich nach Gl. (37) eine Lamellendeckung im Bruchzustand, bei der gerade Fließen der Innenbewehrung erreicht wird von $\epsilon_{luy} = 7,47\%$.

Dieser Wert liegt unter denen der Lamellengrenzdehnung für die Lamellentypen Sika CarboDur S und S&P 150/2000 nach den Gln. (23) und (24). Für diese Lamellentypen könnte also bei Platten mit unterplanmäßiger Dicke, überplanmäßiger Betondeckung sowie nur neun Spanndrähten das Fließen der Innenbewehrung im Gebrauchszustand für die Lamellengrenzdehnung maßgebend werden. Bild 48, Abschn. 9.1 zeigt jedoch, daß bei solchen Platten bei Anordnung der in Tabelle 12 vorgeschriebenen Lamellenanzahl, d. h. fünf Stück für Sika S- und vier Stück für S&P 150/2000 - Lamellen die Lamellendeckung bei Erreichen des Bruchmomentes unter $\epsilon_l = 7,47\%$ liegt.

Somit wird auch das Fließen der Innenbewehrung im Gebrauchszustand nicht für die Festlegung der Lamellengrenzdehnung maßgebend. Es reicht also aus, die in Abschn. 6.1 festgelegten Werte der Lamellengrenzdehnung nach den Gln. (23-25) der Biegebemessung zugrunde zu legen, um auch den Forderungen nach Verhinderung von Lamellenentkoppelung bei hohen Dehnungen sowie Fließen der Innenbewehrung, jeweils im Gebrauchszustand, Genüge zu tun. Es wird darauf hingewiesen, daß dies nur für den vorliegenden Anwendungsfall gilt.

7 Eigene Plattenversuche

7.1 Biegeschubversuche an vorgespannten Balkonplatten, Typ WBS 70

7.1.1 Vorbemerkungen

Im Rahmen des Verfahrens zur Erteilung einer Zustimmung im Einzelfall zur Verstärkung der in Abschn. 3 beschriebenen Balkonplatten wurden am IBMB der TU Braunschweig zwei Original-Balkonplatten, Typ WBS 70 geprüft. Die Platten stammten aus einem Magdeburger Fertigteilwerk und lagerten seit ihrer Herstellung um 1982/83 im Freien. Eine Platte wurde im unverstärkten, die andere im verstärkten Zustand geprüft. Es sollte der Verstärkungsgrad sowie das Verformungs- und Versagensverhalten untersucht werden.

7.1.2 Versuchskörper

Bei beiden Platten handelt es sich i. w. um die in Abschn. 3.2 beschriebene Balkonplatte des Typs WBS 70. Gegenüber der Beschreibung in 3. 2 gibt es jedoch einige Abweichungen. Diese werden in Tabelle 6 aufgelistet. Platte P1 ist hierin die im unverstärkten und Platte P2 die im verstärkten Zustand geprüfte Platte.

Tab. 6: Daten der geprüften Balkonplatten, sofern von Angaben in 3.2 abweichend

Platte	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	β_w [N/mm ²]	β_{OZ} [N/mm ²]	Spanndrähte à 40 mm ²	f_{zy} [N/mm ²]	c_m [mm]	ε_{z0} [‰]
P1	13,1	117	55,7	-	10	1456	37,0	3,99
P2	14,1	116	42,7	4,14	10	1456	32,1	3,90

Die Platte P2 wurde mit drei CFK-Lamellen, Typ Sika CarboDur mit $b/t_l = 50/1,2$ [mm] verstärkt, die mit dem Epoxidharzkleber Sikadur 30 (Kombination A in Abschn. 5.4.1) auf die Zugseite geklebt wurden. Entsprechend dem rechnerisch ermittelten erforderlichen Verstärkungsgrad von $\eta_B = 1,42$ (s. 7.1.3) ergibt sich damit eine Lamellendehnung im rechnerischen Bruchzustand von $\varepsilon_{lu} = 6‰$.

Die Platten wurden im statischen Vierpunkt - Biegeversuch kraftgeregelt „umgekehrt“, d. h. mit der Zugseite nach oben in 5 kN bzw. 2,5 kN - Schritten geprüft. In Bild 38 ist stellvertretend für beide der Versuchsaufbau der Platte P2 dargestellt. Die Meßstellen 111 bis 154 bezeichnen die Setzdehnmessungen für die mittleren Lamellenzug- und Betondruckdehnungen über eine Meßlänge von jeweils 200 mm.

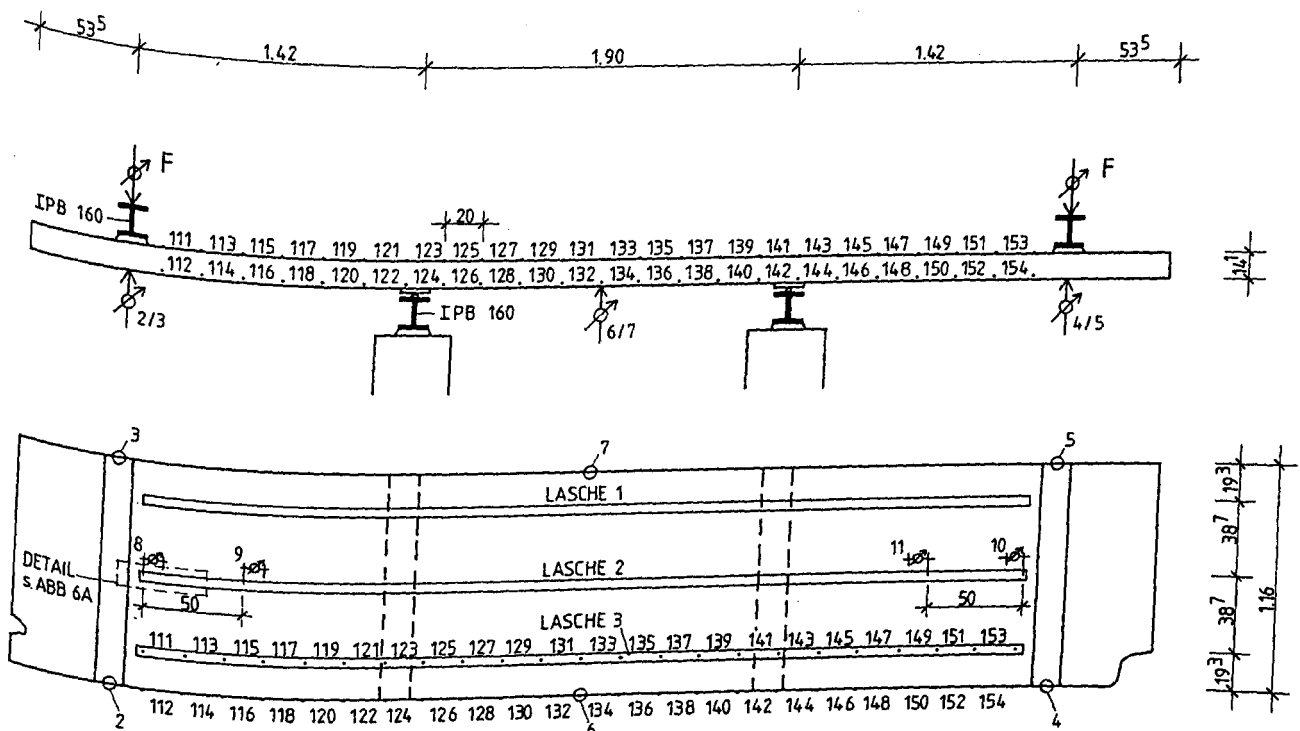


Bild 38: Versuchsaufbau und Meßstellen, Platte P2

7.1.3 Rechnerische Biegebruchmomente

Die Biegebruchmomente wurden mit einem Querschnittsprogramm unter Verwendung der gemessenen Werkstoffwerte berechnet. Mit den rechnerischen Arbeitslinien nach Abschn. 3.3.2 sowie mit Lamellengrenzdehnungen von $\text{grenz } \epsilon_1 = 6/8/10/12 \text{ ‰}$ ergeben sich die rechnerischen Biegebruchmomente $\text{cal } M_u$ nach Tabelle 7. Für die Platte P2 ist auch der jeweils zugehörige rechnerische Biegeverstärkungsgrad $\text{cal } \eta_B$ angegeben. Die Rechenfestigkeit des Betons wurde wegen der Kurzzeitbelastung mit $\beta_R = 0,82 \beta_W$ angesetzt.

Tab. 7: Rechnerische Biegebruchmomente der Balkonplatten, berechnet mit gemessenen Werkstoffwerten sowie zugehörige rechnerische Biegeverstärkungsgrade für Platte P2

Platte	$\text{cal } M_u \text{ bei grenz } \epsilon_1 / \text{cal } \eta_B$			
	6 ‰	8 ‰	10 ‰	12 ‰
P1	48,4 / -			
P2 unverstärkt	55,6 / -			
P2 verstärkt	79 / 1,42	88 / 1,58	96 / 1,73	104 / 1,87

Es wird darauf hingewiesen, daß das Kriterium für die rechnerischen Biegebruchmomente das Erreichen einer Grenzdehnung darstellt, nicht jedoch das vorherige Ablösen der Lamelle abdeckt.

7.1.4 Bauteilverhalten im Versuch

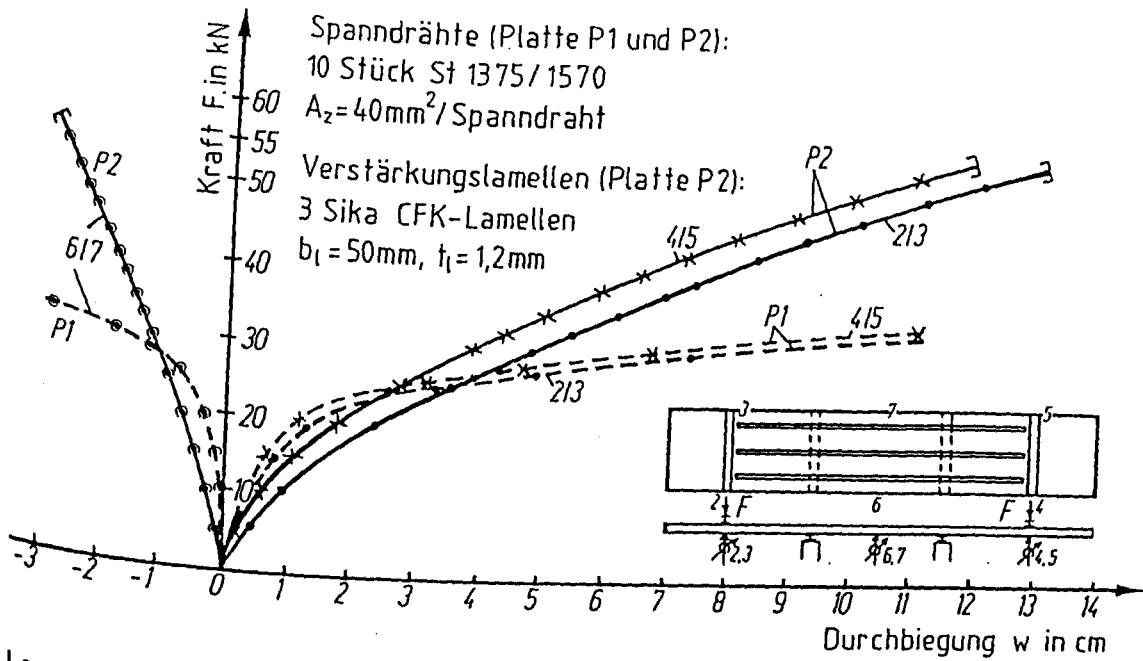
Platte P1

Die unverstärkte Platte P1 wies ein ausgeprägt duktilen Bruchverhalten auf. Vom ungerissenen Zustand bis zum Beginn des Stahlfließens im höchstbeanspruchten Querschnitt hatte die Last-Durchbiegungskurve einen rel. steilen Verlauf, der sich wegen des Steifigkeitsabfalls infolge Rißbildung dem flacheren Verlauf des vollständig gerissenen Zustandes annäherte (s. Bild 39).

Zwischen den Laststufen 20 kN und 25 kN wurde in mindestens einem Riß die Streckgrenze des Spannstahls erreicht. Dies äußerte sich im Last-Durchbiegungsdiagramm in einem deutlich flacheren Verlauf, d.h., von hier an wuchsen die Durchbiegungen im Verhältnis zur Last wesentlich stärker an. Eine weitere geringe Laststeigerung war aufgrund der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen sowie der Vergrößerung des inneren Hebelarmes möglich.

Platte P2

Das Last - Durchbiegungsverhalten der verstärkten Platte unterschied sich deutlich von dem der unverstärkten (s. Bild 39). Es ist kaum in einen ansteigenden elastischen und einen flachen plastischen Bereich getrennt. Der Verlauf der Last - Durchbiegungskurve ist lediglich bei niedrigem Lastniveau etwas steiler und flacht dann langsam bis auf einen fast linearen Verlauf ab. Der im Bereich bis $F \approx 20 \text{ kN}$ flachere Verlauf bei P2 gegenüber P1 ist mit einer Vorschädigung von P2 zu erklären. Die vorgedrückte Zugzone war bereits gerissen, wodurch bereits weit unterhalb der rechnerischen Rißlast von ca. $F \approx 15 \text{ kN}$ Risse auf der Plattenoberseite auftraten. Die Platte P2 war also bereits von Beginn an im Zustand II.



Last-Durchbiegungsverhalten vorgespannter Balkonplatten (P1 unverstärkt, P2 verstärkt)

Bild 39: Last - Durchbiegungsverhalten der Balkonplatten, P1 verstärkt, P2 unverstärkt

Die Streckgrenze des Spannstahls wurde bei $F = 35 - 40 \text{ kN}$ erreicht. Bei $F = 55 \text{ kN}$ löste sich die erste Lamelle schlagartig ab. Nach jeweiligem Lastabfall und Wiederbelastung versagten die zweite und dritte Lamelle bei $F = 50 \text{ kN}$ bzw. $F = 45 \text{ kN}$ auf dieselbe Weise wie die erste Lamelle. Lamellenentkoppelungen, auch bereichsweise, wurden bis zum Versagen nicht festgestellt. Die Bilder 40 und 41 zeigen das Bruchbild der Lamellen.

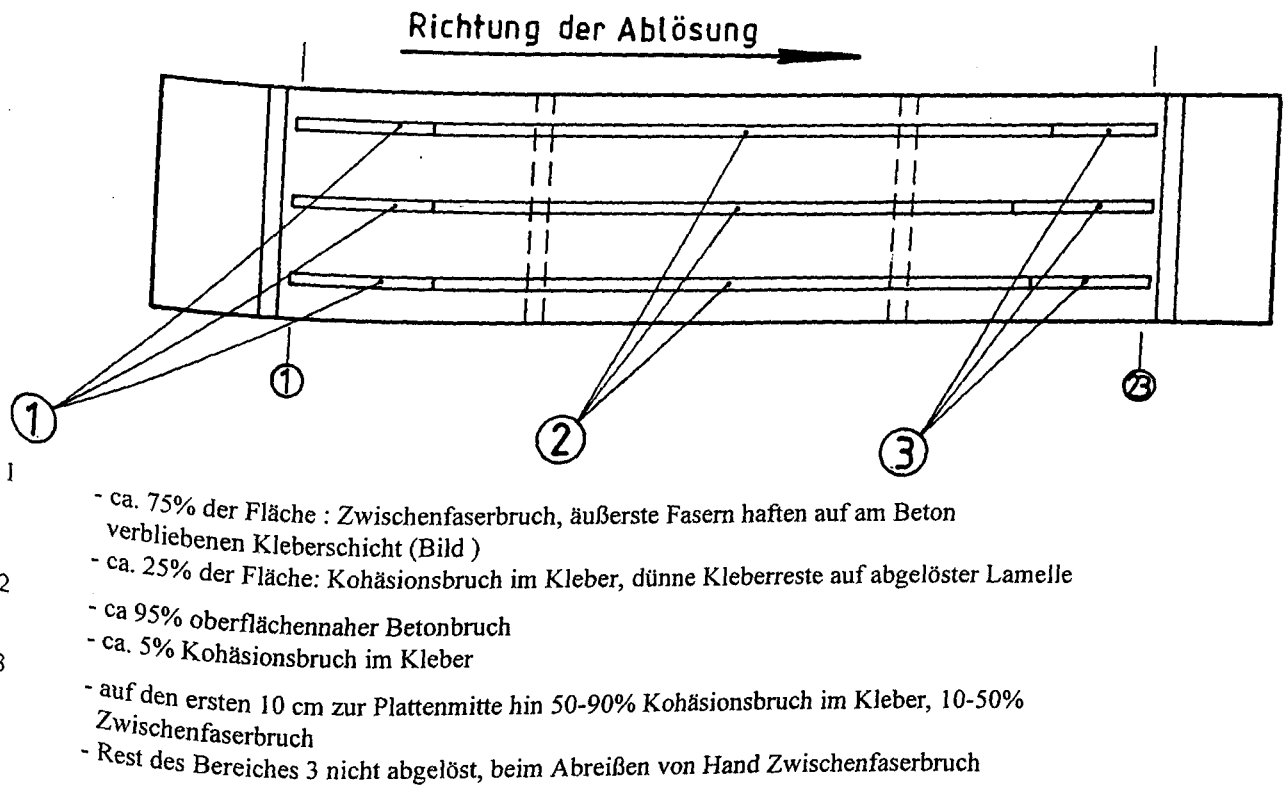


Bild 40: Brucharten der Lamellenablösung

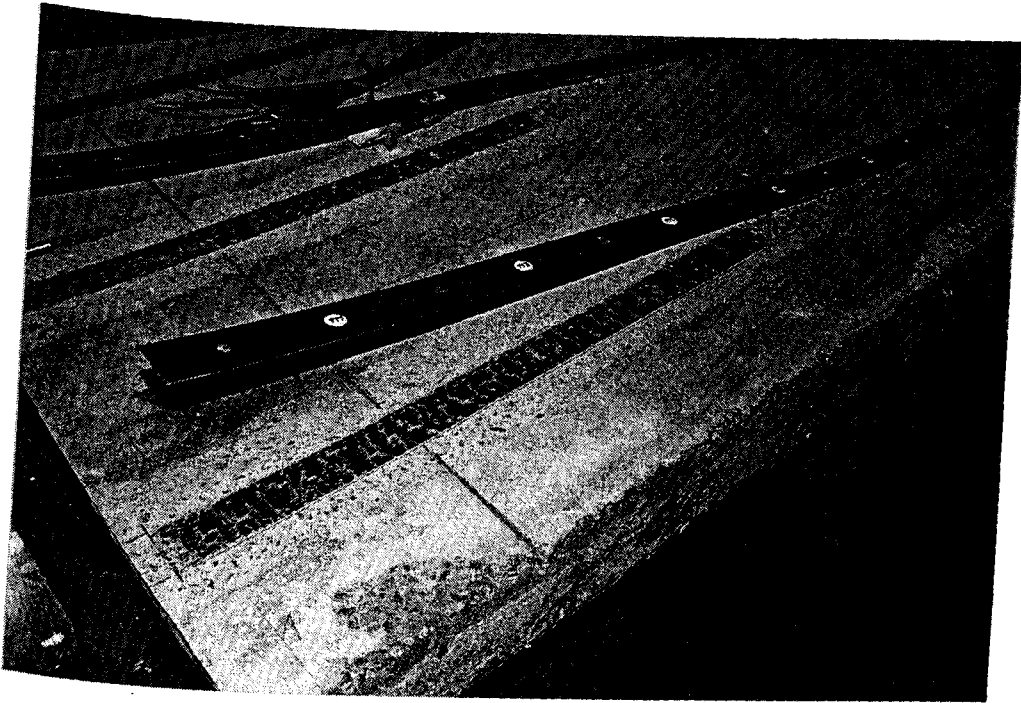


Bild 41: Abgelöste linke Lamellenenden, ca. 70 cm Zwischenfaserbruch, Rest oberflächennaher Betonbruch

Die maximale Dehnung der zuerst abgelösten Lamelle betrug bei $F = 50 \text{ kN}$ $\epsilon_l = 6,67 \text{ ‰}$. Das zugehörige maximale Moment beträgt $M = 79,6 \text{ kNm}$. Zu einem Moment von $M = 79 \text{ kNm}$ gehört eine rechnerische Lamellendehnung von $\epsilon_l = 6,00 \text{ ‰}$. (s. Tab. 7). Die Übereinstimmung von Versuch und Rechnung ist sehr gut.

Das Bruchmoment bei Versagen der ersten Lamelle betrug
 $\exp M_{uV} = 86 \text{ kNm}$.

Die zugehörige rechnerische Lamellendehnung beträgt
 $\text{cal } \epsilon_{lu} = 7,75 \text{ ‰}$.

Es wurde ein Biegeverstärkungsgrad von
 $\exp \eta_B = \exp M_{uV} / \text{cal } M_{u0} = 86 / 55,4 = 1,55$
erreicht.

7.1.5 Lamellenzugkraft und Lamellenverankerung bei Platte P2

Da die Platte vorgespannt ist, verbleibt die Zugzone im Bereich geringer Momente auch unter Bruchlast im Zustand I. Mit den Werten der Tabelle 7 ergibt sich bei der Bruchlast von $F_u = 55 \text{ kN}$ ein ungerissener Bereich von $a = 62 \text{ cm}$ von der Lasteintragungsachse an. Dies stimmt rel gut mit dem beobachteten Rißbild überein, bei dem $a = 77 \text{ cm}$ gemessen wurde. Von diesem Wert wird im Folgenden ausgegangen.

In Bild sind die Zugkräfte von Spannstahl und CFK-Lamellen für die Bruchkraft $F = 55 \text{ kN}$ dargestellt. Im gerissenen Bereich wurden die Kräfte unter Voraussetzung von dehnungsebenheit berechnet. Die Fachwerkanalogie wurde angewendet, d. h. ein Versatzmaß berücksichtigt. Im ungerissenen Bereich bis $a = 77 \text{ cm}$ von der Lasteintragungsachse wirkt der Betonquerschnitt im Zustand I, d. h., die Lamellen werden kaum beansprucht, und der Spannstahl nimmt ebenfalls kaum

Zusatzkräfte über die Vorspannkraft F_{z0} hinaus auf. Am äußersten Riß entfällt auf die Lamellen eine rechnerische Zugkraft von $F_l = 86 \text{ kN}$, also $F_l = 28,7 \text{ kN}$ pro Lamelle.

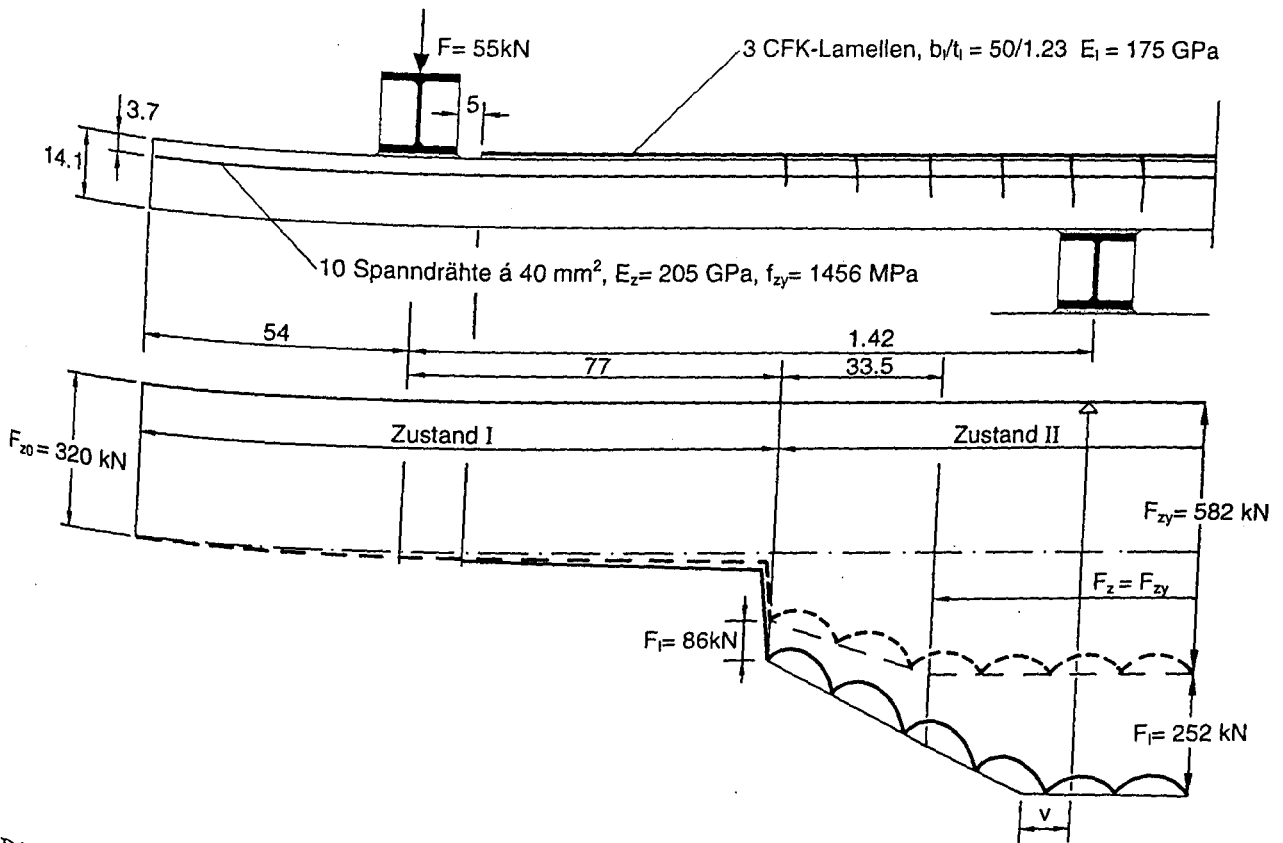


Bild 42: Zugkräfte von Spannstahl und CFK-Lamellen bei Bruchlast $F_u = 55 \text{ kN}$, Platte P2

Der ungerissene Bereich ist prinzipiell mit einem Verbundkörper, wie er zur Ermittlung der Verbundbruchkraft in Abhängigkeit von der Verankerungslänge verwendet wurde vergleichbar (s. Abschn. 5.4). Demnach muß die am äußersten Riß vorhandene Lamellenzugkraft im ungerissenen Bereich über Verbund verankert werden. Die maximale Verbundbruchkraft T_{\max} kann aufgenommen werden, sofern die Verbundlänge in diesem Bereich die Länge $l_{t,\max}$ nach Gl. (12) nicht unterschreitet. Die Länge $l_{t,\max}$ beträgt nach Gl. (12) mit den Werten aus Bild und $f_{ctm} = 4 \text{ N/mm}^2$

$$l_{t,\max} = 162 \text{ mm}$$

und ist damit kleiner als die zur Verfügung stehende Verankerungslänge im ungerissenen Bereich von $l_t = 64 \text{ cm}$. Die maximale Verbundbruchkraft kann also aufgenommen werden.

Der Mittelwert der maximalen Verbundbruchkraft beträgt nach Gl. (13) mit $k_b = 1,37$ nach Gl. (4)

$$T_{m,\max} = 40,7 \text{ kN}$$

Sie übertrifft damit die rechnerisch vorhandene Lamellenzugkraft am Riß von $F_l = 28,7 \text{ kN}$ um 42 %. Ein Grund hierfür wird darin vermutet, daß der Beiwert k_b nach Gl. (4) die verbundfestigkeitserhöhende Wirkung der Kraftausstrahlung bei einer die Lamellenbreite überschreitenden Betonbreite b_c für große Betonbreiten überschätzt. Es wird vorgeschlagen, in Gl. (4) als mitwirkende Betonbreite nicht mehr als das Dreifache der Lamellenbreite anzusetzen. Für auf eine Lamelle entfallende Betonbreiten b_c von $b_c \geq 3 b_l$ ergibt sich demnach ein Grenzwert für k_b von

$$\max k_b = 1,37 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{b_1}{400}}} \quad (38)$$

Im vorliegenden Fall beträgt k_b also

$$k_b = 1,29.$$

In den Verbundversuchen wurde die 5% - Fraktile der Verbundbruchkraft zu $T_{\max,5\%} = 0,78 T_{m,\max}$ ermittelt und als charakteristischer Wert der maximalen Verbundbruchkraft $T_{k,\max}$ definiert. Hiermit und mit $k_b = 1,29$ ergibt sich

$$T_{k,\max} = 29,9 \text{ kN}.$$

Dies stimmt gut mit der rechnerischen Lamellenzugkraft am äußersten Riß beim Bruch von $F_{lu} = 28,7 \text{ kN}$ überein. Inwieweit die sich von denen am Verbundkörper unterscheidenden Verhältnisse am Biegeträger, insbesondere eventuelle vertikale Rißversätze infolge Querkraft eine niedrigere Verbundbruchkraft als am Verbundkörper bewirken, bedarf noch weiterer Abklärung und ist Gegenstand laufender Forschung (s. Abschn. 10).

7.2 Biegeschubversuche an mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonplatten,

7.2.1 Stahlbetonplatten, verstärkt mit CFK-Lamellen Typ S&P

Versuchsprogramm und -aufbau

Es wurden zwei mit CFK-Lamellen verstärkte Stahlbetonplatten aus B 25 geprüft. Beide Platten waren bis auf den E-Modul der Verstärkungslamellen identisch. Die innere Bewehrung bestand aus $3,48 \text{ cm}^2$ BSt 500 S. Platte P1 war mit zwei CFK-Lamellen, Typ S&P 150/2000 mit $E_l = 150.000 \text{ N/mm}^2$, Platte P2 mit zwei Lamellen, Typ S&P 150/2000 mit $E_l = 205.000 \text{ N/mm}^2$ verstärkt.

Die Platten waren so konstruiert, daß sich bei Lamellendehnungen von ungefähr der halben Zugbruchdehnung ($\epsilon_{lu} = 13 \text{ ‰}$) Biegeverstärkungsgrade zwischen $\eta_B = 1,5$ und $\eta_B = 2,0$ ergaben. Gleichzeitig wurde die Schubspannung im rechnerischen Bruchzustand so eingestellt, daß sie das $\gamma = 1,75$ -fache von τ_{011} (Zeile a), DIN 1045, Tab. 13 überschritt. Der Grundwert der Schubspannung kann bei lamellenverstärkten Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung von der Lamelle in den Beton unter einem Winkel von 45° berechnet werden. Bei den hier geprüften Platten war der Lamellenabstand jedoch so klein, daß sich die Lasteintragungsbreiten der Lamellen in der Nulllinie überschneiden, so daß wie bei der unverstärkten Vollplatte die gesamte Plattenbreite zur Schubaufnahme zur Verfügung stand. Daher kann der Grundwert der Schubspannung in diesem Fall nach Gl. (39) berechnet werden:

$$\tau_{0V} = \frac{Q_V}{b \times z_m} \quad (39)$$

Hierin ist

Q_V : Gesamtquerkraft der Platte im verstärkten Zustand

b : Plattenbreite

z_m : mittlerer innerer Hebelarm

Um die Situation bei der Verstärkung im Bereich von Stützmomenten abzubilden, bei denen die Lamellen über den Bereich negativer Momente hinausgezogen werden können, wurden bei Lamelle

L1 beide Enden und bei Lamelle L2 ein Ende durch eine Unterbrechung im Mörtelbett des Lasteinleitungsträgers hindurch frei und ohne Anpressung bis an das Plattenende geführt. Das andere Ende von L2 lag 5 cm vor dem Lasteinleitungsträger, der in diesem Fall ein Randaufleger repräsentiert. Die Versuche sind in [19] ausführlich beschrieben. Bild 43 zeigt den Versuchsaufbau.

Bauteilverhalten, gemessene Verstärkungsgrade

Beide Platten wurden zunächst im Biegeschwellsversuch mit 1.000 Lastwechseln beansprucht und anschließend stufenweise bis zum Bruch belastet. Während der Biegeschwellsphase verhielten sich beide Platten elastisch. Im Bruchversuch wurde ein bilineares Last - Durchbiegungsverhalten beobachtet. Der höhere E-Modul der Lamellen bei Platte P2 äußert sich in einer höheren Bauteilsteifigkeit. Dies geht aus allen Last-Verformungsbeziehungen hervor. Sie können [1] entnommen werden.

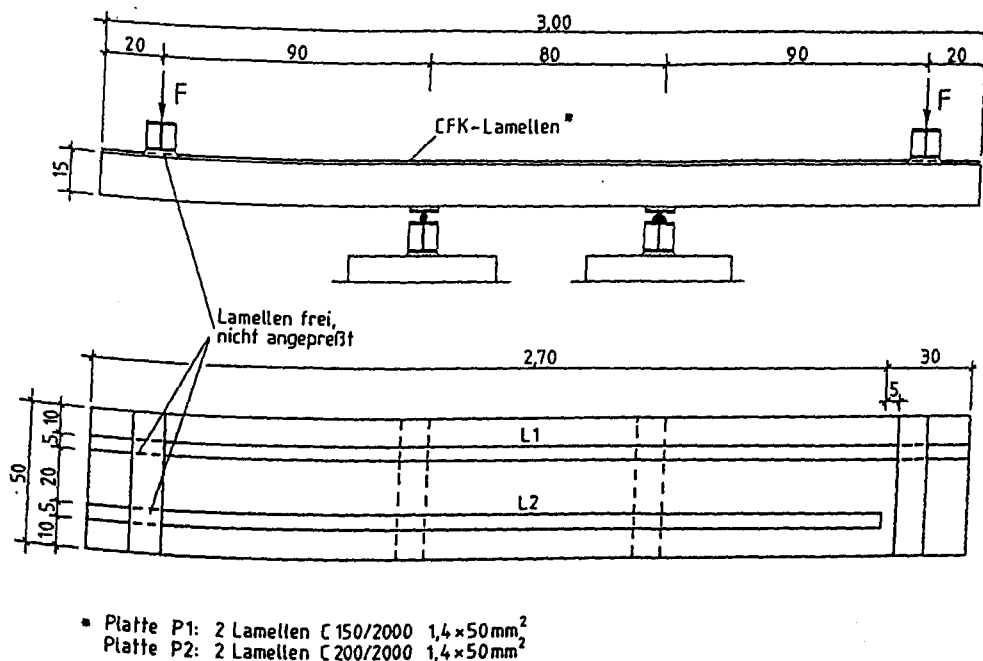


Bild 43: Aufbau der Biegeschubversuche and Stahlbetonplatten, Typ S&P

Beide Platten versagten durch plötzliches Ablösen der Lamellen. Bei Platte P2 wurde durch Videoaufnahmen festgestellt, daß Lamelle L2 zuerst versagte. Dies geschah erwartungsgemäß am rechten Lamellenende, das vor dem Lasteinleitungsträger, also noch im Zugbereich lag. Mit dem Ausfall von L2 war eine Lastumlagerung auf die verbleibende Bewehrung verbunden, wodurch die Lamelle L1 unmittelbar darauf ebenfalls versagte. In Tabelle 8 sind die rechnerischen Biegebruchmomente im unverstärkten Zustand $\text{cal } M_{uB0}$, die experimentell ermittelten Bruchmomente $\text{exp } M_{uV}$ und die erreichten Biegeverstärkungsgrade $\text{vorh } \eta_B$ angegeben. Die rechnerischen Biegebruchmomente im unverstärkten Zustand sind mit den Grenzdehnungen $\epsilon_b/\epsilon_s = 3,5\%/10\%$ berechnet worden.

Tab. 8: Rechnerische Biegebruchmomente (unverstärkt), experimentell ermittelte Bruchmomente (verstärkt) und Biegeverstärkungsgrade

	P1	P2
$\text{cal } M_{uB0} [\text{kNm}]$	25,2	25,2
$\text{exp } M_{uV} [\text{kNm}]$	41,3	47,4
$\text{vorh } \eta_B [-]$	1,64	1,88

Die gemessenen maximalen Lamellendehnungen beim Bauteilversagen betrugen bei Platte P1 $\varepsilon_{lu} = 6,34 \text{ ‰}$ und bei Platte P2 $\varepsilon_{lu} = 6,1 \text{ ‰}$. Die mit diesen Lamellendehnungen mit einem Querschnittsprogramm unter Voraussetzung einer ebenen Dehnungsverteilung berechneten Momente stimmen sehr gut mit den gemessenen Bruchmomenten überein. Lamellentkoppelungen wurden bis zum Bruch nicht beobachtet.

Lamellendehnungen, -kräfte

Die Lamellendehnungen im Riß an vorgezeichneten Rissen und die mittleren Lamellendehnungen (20 cm Basislänge) wurden bis in Versagensnähe gemessen. In den Bildern 44 und 45 sind die aus gemessenen Dehnungen errechneten und die rechnerischen Lamellenzugkräfte beider Platten dargestellt. Der Bereich zwischen den Knicken im ansteigenden Ast der rechnerischen Lamellenzugkraftlinie markiert den rechnerischen Bereich des Fließens des Betonstahles. Da hier die elastische CFK-Lamelle den Zuwachs an Zugkraft allein übernimmt, ist ihr Zugkraftverlauf in diesem Bereich steiler.

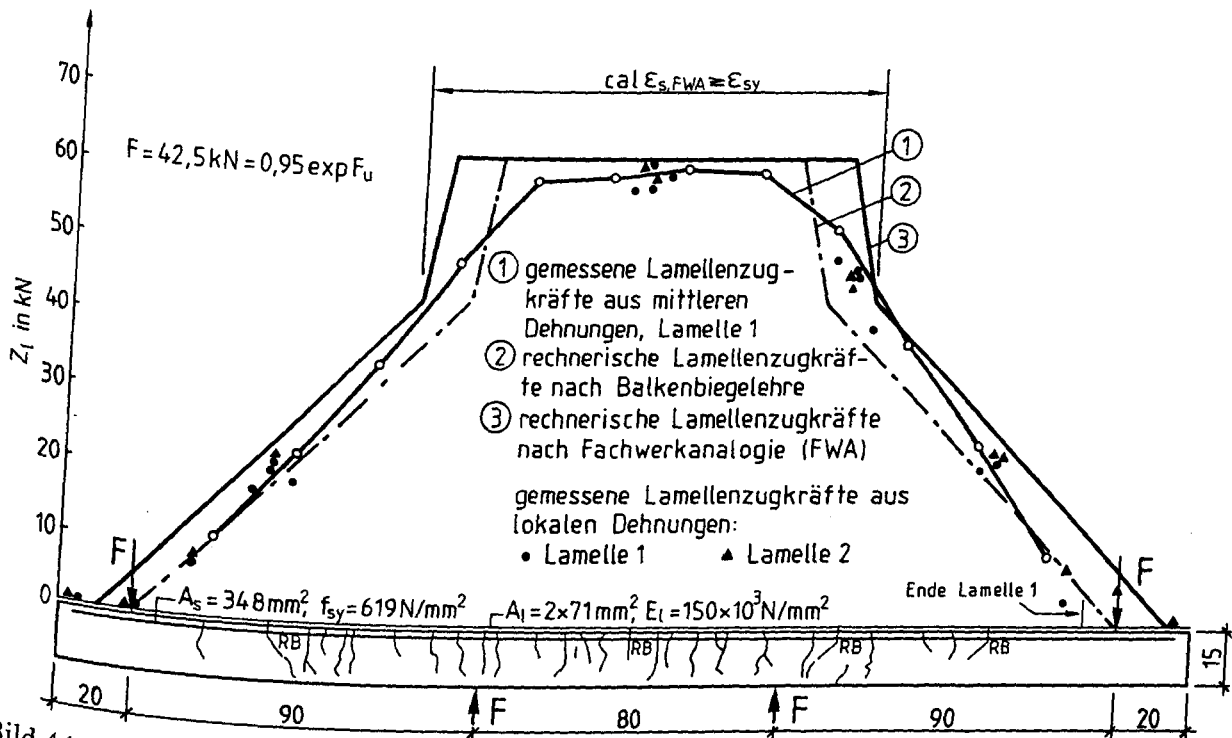


Bild 44: Rechnerische und gemessene Lamellenzugkräfte der Platte P1 bei $F = 42,5 \text{ kN} = 0,95 \exp F_u$

Die gemessenen Lamellenzugkräfte stimmen über die gesamte Plattenlänge gut mit den rechnerischen überein. Sie liegen zwischen den rechnerischen Zugkräften nach Balkenbiegelehre (ohne Versatzmaß) und nach Fachwerkanalogie (mit Versatzmaß). In Richtung auf die Plattenenden nähert sich die gemessene der rechnerischen Zugkraftlinie nach Balkenbiegelehre, da mit abnehmendem Moment und abnehmendem Abstand der Biege- und Schubrisse auch die Fachwerkanalogie immer weniger zutrifft. Das Verbundversagen der CFK-Lamellen trat ein, als die vor dem Lasteinleitungsträger endende Lamelle am Rißblech, das im Abstand $l_{t,max}$ vom Lamellenende angeordnet war, mit guter Genauigkeit die nach Gl. (12) berechnete Verbundbruchkraft erreicht hatte. An dieser Stelle ist auch der Verankerungsnachweis zu führen.

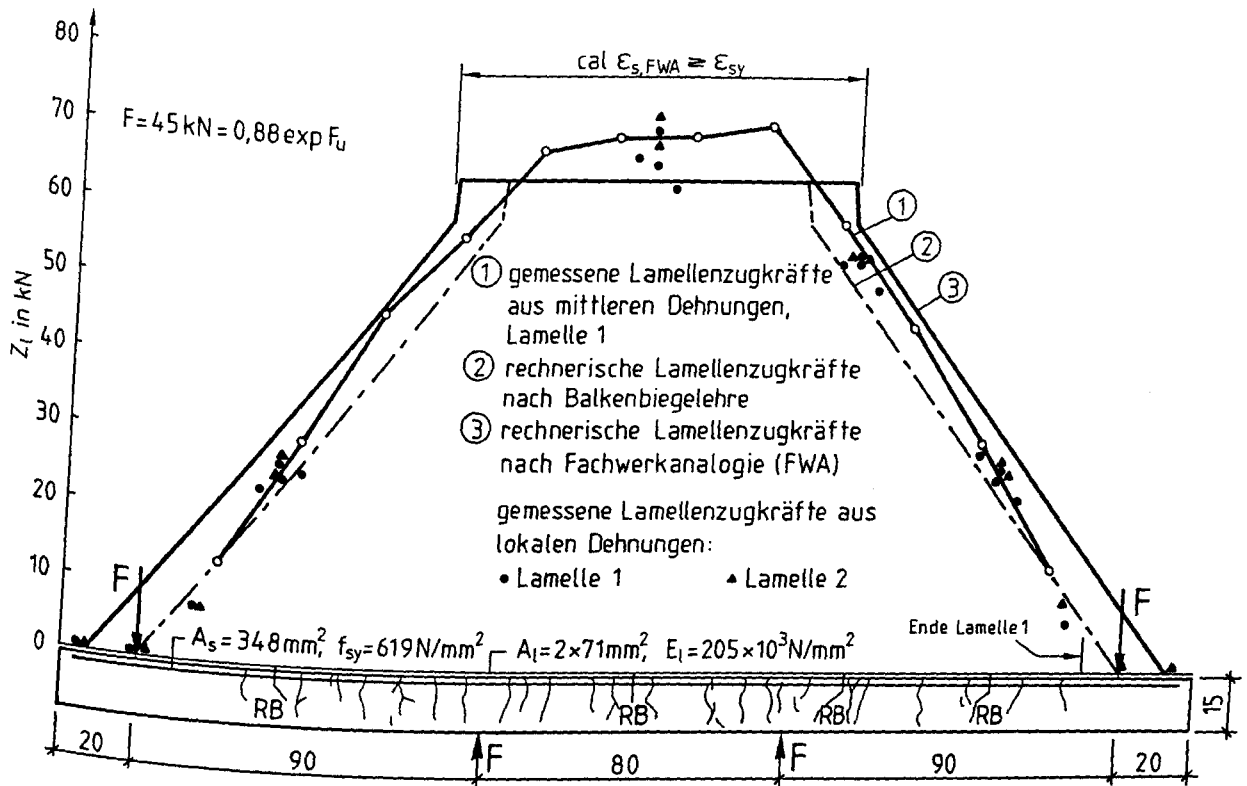


Bild 45: Rechnerische und gemessene Lamellenzugkräfte der Platte P2 bei $F = 45 \text{ kN} = 0,88 \exp F_u$

In Tabelle 9 sind die am äußersten rechten Rißblech (s. Bilder 44 und 45) beim Bruch gemessenen Zugkräfte der vor dem Lasteinleitungsträger endenden Lamelle $\exp F_{IE}$ sowie die nach Gl. (13) mit gemessenen Werkstoffwerten berechneten mittleren Verbundbruchkräfte $\text{cal } T_{m,\max}$ angegeben. Die Übereinstimmung ist gut. Da der Verankerungsnachweis mit der Zugkraft nach versetzter Zugkraftlinie geführt wird, die über der gemessenen liegt, ist eine zusätzliche Reserve vorhanden.

Tab. 9: Rechnerische mittlere Verbundbruchkräfte und gemessene Lamellenkräfte am äußersten Rißblech beim Bruch

	$\text{cal } T_{m,\max} [\text{kN}]$	$\exp F_{IE} [\text{kN}]$
P1	24,5	23
P2	32,4	31

Schubbeanspruchung beim Bruch

Die Schubspannungen beim Bauteilversagen infolge Lamellenverbundbruch liegen bei beiden Platten deutlich über der 1,75-fachen Schubspannungsgrenze nach DIN 1045, Tab. 13, Zeile 1a für gestaffelte Feldbewehrung. Die Schubspannungsgrenze für durchgehende Feldbewehrung τ_{011} (Zeile b) wird nicht erreicht. Es ist jedoch zu beachten, daß das Bauteilversagen nicht durch einen Schubbruch eingeleitet wurde.

In Bild 46 ist die Beziehung zwischen mechanischem Bewehrungsgrad und der zum Biegebruch gehörenden Schubspannung für die vorliegende Plattengeometrie dargestellt. Hierbei ist Biegebruch

als das Erreichen einer Lamellengrenzdehnung definiert. Der mechanische Bewehrungsgrad ist von dieser gewählten bzw. erreichten Lamellendehnung abhängig.

$$\omega = \frac{A_s \times f_{sy} + A_l \times \varepsilon_{lu} \times E_l \frac{z_l}{z_s}}{b \times d \times \beta_w} \quad (40)$$

mit: ε_{lu} ...Lamellendehnung beim Bauteilversagen

β_{WN} = Nenndruckfestigkeit 25 N/mm² (Würfel 20 cm)

Die Ergebnisse der Versuche sind ebenfalls eingezeichnet. Die Schubspannungen wurden mit Gl. (39) berechnet. Die Übereinstimmung ist sehr gut. Die Schubspannungsgrenzen für B 35 sind eingezeichnet, da die Würfelldruckfestigkeit zum Versuchszeitpunkt mit $\beta_{W, \text{Versuch}} = 36 \text{ N/mm}^2$ nur geringfügig unter der für B 35 geforderten Serienfestigkeit lag.

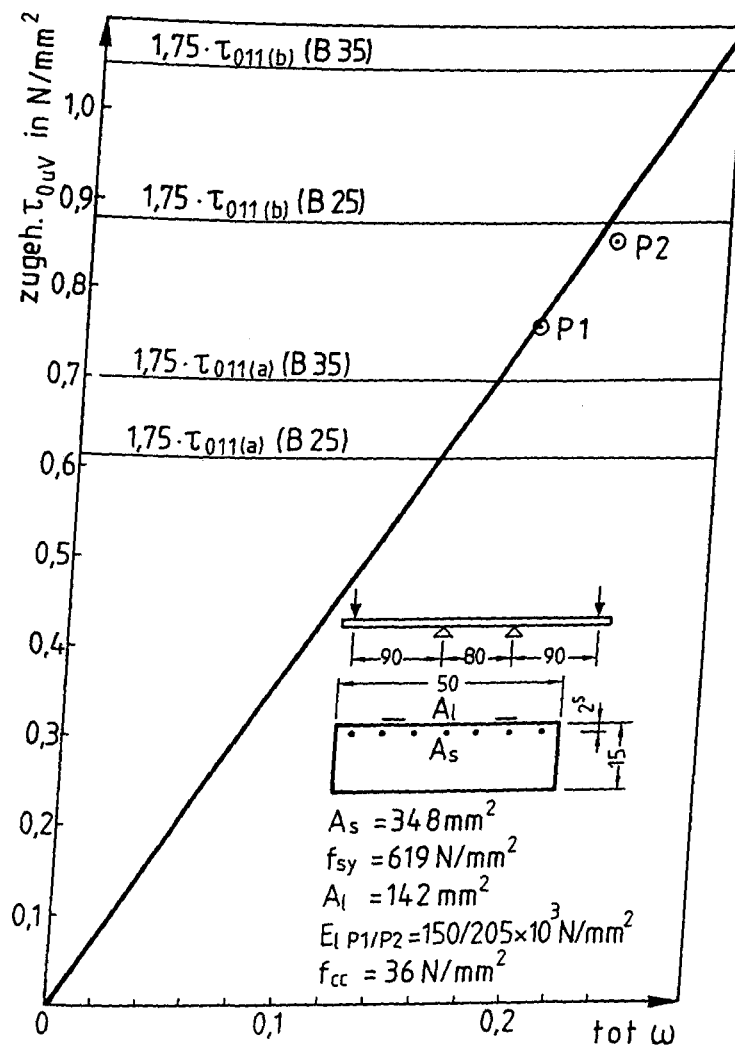
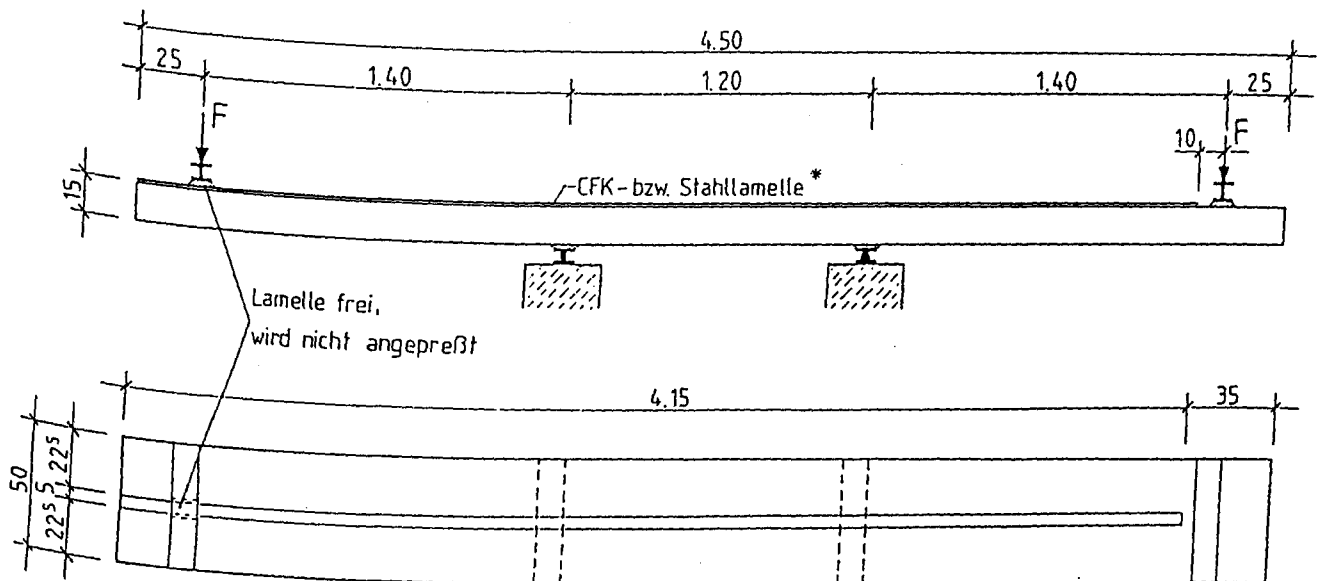


Bild 46: Abhängigkeit der zum Biegebruch gehörenden Schubspannung vom mechanischen Gesamtbewehrungsgrad, Platten P1 und P2

7.2.2 Stahlbetonplatten, verstärkt mit CFK-Lamellen, Typ Sika CarboDur

Versuchsprogramm und -aufbau

Im Rahmen der Zulassungsversuche für Sika CFK-Lamellen wurden am iBMB drei Stahlbetonplatten geprüft, von denen zwei mit CFK-Lamellen (P1 und P2) und eine mit einer Stahllasche (P3) verstärkt waren. Bild 47 zeigt den Versuchsaufbau einschl. der Verstärkungslamellen. Die Platten P1 und P3 bestanden aus Beton B25 und waren mit $1,65 \text{ cm}^2$ BSt 500 bewehrt, die Platte P2 aus B55 war mit $3,14 \text{ cm}^2$ BSt 500 bewehrt. Die ausführliche Darstellung der Versuche und der Ergebnisse ist in [18] enthalten.



* Platte P1 : Sika - CFK - Lamelle $1,2 \times 50 \text{ mm}^2$, einfach

Platte P2 : 2 Sika - CFK - Lamellen $1,2 \times 50 \text{ mm}^2$, doppelt

Platte P3 : Stahllasche St.37 $6 \times 50 \text{ mm}^2$

Bild 47: Aufbau der Biegeversuche an Platten, verstärkt mit CFK-Lamellen, Typ Sika CarboDur

Die mit einer Stahllasche verstärkte Platte wurde regelgerecht für den Verstärkungsgrad $\eta_B = 1,75$ bei der Lamellengrenzdehnung von 2‰ ausgelegt. Dieser Verstärkungsgrad stellte sich rechnerisch bei den mit CFK-Lamellen verstärkten Platten (Platte P1 mit $b_l \times t_l = 50 \times 1,2 \text{ mm}^2$ bzw. Platte P2 mit $b_l \times 2t_l = 50 \times 2 \times 1,2 \text{ mm}^2$) etwa bei einer Lamellendeckung von 5 bis 6‰ ein.

Die Stahlbetonplatten wurden mit $a/h = 10$ so ausgelegt, daß ein vorzeitiger Schubbruch ausgeschlossen werden konnte.

Versagensarten, gemessene Verstärkungsgrade

Die beiden mit CFK-Lamellen verstärkten Platten versagten durch schlagartiges Ablösen der Lamellen, ausgehend vom rechten Lamellenende. Die mit einer Stahllasche verstärkte Platte P3 versagte durch Fließen der Lasche und der Innenbewehrung mit anschließendem sekundären Betondruckbruch. Tabelle 10 gibt die rechnerischen Biegebruchmomente im unverstärkten Zustand M_{uB0} , die experimentell ermittelten Bruchmomente $exp M_{uV}$ und die erreichten Biegeverstärkungsgrade $vorh \eta_B$ an. Die rechnerischen Biegebruchmomente im unverstärkten Zustand sind mit dem Erreichen der Grenzdehnungen $\epsilon_b/\epsilon_s = 3,5\%/10\%$ berechnet worden.

Tab. 10: Rechnerische Biegebruchmomente (unverstärkt), experimentell ermittelte Bruchmomente (verstärkt) und Biegeverstärkungsgrade

	P1	P2	P3
cal M_{uB0} [kNm]	11,0	19,5	11,0
exp M_{uV} [kNm]	20,7	34,7	24,9
vorh η_B [-]	1,88	1,78	2,26

Die gemessenen maximalen Lamellendehnungen beim Bauteilversagen betrugen bei Platte P1 $\epsilon_{lu} \approx 6\%$ und bei Platte P2 $\epsilon_{lu} \approx 5\%$. Die mit diesen Lamellendehnungen mit einem Rechenprogramm unter Voraussetzung einer ebenen Dehnungsverteilung berechneten Momente stimmen sehr gut mit den gemessenen Bruchmomenten überein. Die Abweichung ist kleiner als 4%. Bei Platte P3 wurde eine maximale Laschendehnung von $\epsilon_{lu} \approx 15\%$ gemessen. Lamellenentkoppelungen vom Beton waren bei den Platten P1 und P2 bis zum Versagen nicht festzustellen. Bei der Platte P3 begann sich die Lasche von der Laststufe $F = 14 \text{ kN} = 0,85 \times F_u$ in Plattenmitte bereichsweise zu entkoppeln.

Lamellendehnungen, -kräfte

Die Lamellendehnungen im Riß an vorgezeichneten Rissen und die mittleren Lamellendehnungen (20 cm Basislänge) wurden bis in Versagensnähe gemessen. Der Verlauf entspricht qualitativ dem der in 7.2.1 beschriebenen Biegeschubversuche.

Die gemessenen Lamellenzugkraftlinien beider Platten folgen tendenziell den rechnerischen. Sie lagen jedoch, insbesondere bei Platte P1 z. T. deutlich unter diesen. Dies kann mit der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen, besonders in Bereichen mit noch nicht abgeschlossenem Rißbild, erklärt werden. Gerade bei dem sehr guten Klebverbund Lamelle-Beton ist dieser Effekt besonders ausgeprägt. Die gemessenen Lamellenzugkräfte folgen hier eher den rechnerischen Zugkräften nach Balkenbiegelehre. Dies ist plausibel, da diese Platten aufgrund größerer Schlankheit deutlich geringe Schubbeanspruchungen beim Versagen aufwiesen als die unter 7.2.1 beschriebenen Platten.

Schubbeanspruchung beim Versagen

Die Schubspannungen beim Bauteilversagen bleiben weit unter den 1,75-fachen Schubspannungsgrenzen nach DIN 1045, Tab. 13, Zeile 1a, wie Tabelle 11 zeigt. Deren Ausnutzung ist ebenfalls in Tabelle 11 angegeben.

Tab. 11: Beim Bauteilversagen vorhandene Schubspannungen exp τ_{uV} im Vergleich zu den 1,75-fachen Schubspannungsgrenzen nach DIN 1045 cal τ_{uSV}

	Platte P1	Platte P2	Platte P3
exp τ_{uV} [N/mm ²]	0,35	0,59	0,46
cal τ_{uSV} [N/mm ²]	0,61	0,96	0,61
Ausnutzungsgrad	57%	61%	75%

8 Zugkraftdeckung und Lamellenverankerung

Bei Anordnung der in Tabelle 12 geforderten Lamellenanzahl, die unter Annahme von Dehnungsebenheit ermittelt wurde, ist die Deckung der maximalen Zugkraft im Feld einschl. der Einhaltung der Lamellengrenzdehnung nach Gln. (23-25) automatisch gewährleistet.

Der Nachweis der Lamellenverankerung wird für den ungünstigsten Fall einer Platte mit 13 cm Dicke, neun Spanngliedern, verstärkt mit vier CFK-Lamellen, Typ S&P 200/2000 geführt. Für die Ermittlung der Länge des ungerissenen Bereiches wird eine Betonzugfestigkeit von $f_{ctm} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ zugrundegelegt. Dieser Wert liegt unter dem in DIN 4227 für B25 und beschränkte Vorspannung zulässigen Wert von $f_{ctm} = 3,0 \text{ N/mm}^2$. Es ergibt sich unter Bruchlasten eine Länge des ungerissenen Bereiches von $l_a = 44 \text{ cm}$ von der Auflagerachse an. Am Ende dieses Bereiches beträgt die Gesamtlamellenkraft unter Berücksichtigung der Fachwerkanalogie (mit Versatzmaß) $\text{tot } F_{lu} = 44 \text{ kN}$.

Damit entfällt auf die einzelne Lamelle

$$F_{lu} = 11 \text{ kN}.$$

Der Verankerungsnachweis wird wie für die im Versuch geprüfte Balkonplatte P2 in Abschn. 7.5.1 beschrieben am Ende des ungerissenen Bereiches, d. h. am auflagernächsten Riß geführt.

Unter Annahme des niedrigstzulässigen Wertes der Oberflächenzugfestigkeit des Betons von $f_{ctm} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich für die zur maximalen Verbundbruchkraft gehörende Verankerungslänge nach Gl.(12):

$$l_{t,max} = 309 \text{ mm}.$$

Die Verankerungslänge kann also im ungerissenen Bereich untergebracht und damit die maximale Verbundbruchkraft aufgenommen werden. Für den charakteristischen Wert der maximalen Verbundbruchkraft ergibt sich mit $k_b = 1,29$ (s. 7.1.5) nach Gl. (14)

$$T_{k,max} = 21,2 \text{ kN}.$$

Da es sich beim Verankerungsbruch von geklebten Lamellen um einen ausgeprägten Spröbruch handelt, ist in den geltenden Richtlinien [47,48] für den Verankerungsnachweis bei Platten ein Gesamtsicherheitsgrad von $\gamma = 2,1$ vorgeschrieben. Die Lamellenkraft am Nachweispunkt wurde bereits unter $\gamma = 1,75$ - fachen Gebrauchslasten ermittelt. Es muß also sein:

$$1,2 F_{lu} \leq T_{k,max} \quad (41)$$

Mit den ermittelten Werten ergibt sich

$$1,2 \times 11 \text{ kN} < 21,2 \text{ kN} \checkmark$$

Damit ist der Nachweis der Lamellenverankerung erbracht. Für alle anderen Parameterkombinationen im Rahmen des Anwendungsbereiches (s. Abschn. 9.1) ergeben sich günstigere Verhältnisse. In Bild 48 sind die Zugkräfte von Spannstahl und Lamelle, die Lamellenverankerung sowie die Zugkraftdeckung für den beschriebenen Fall dargestellt.

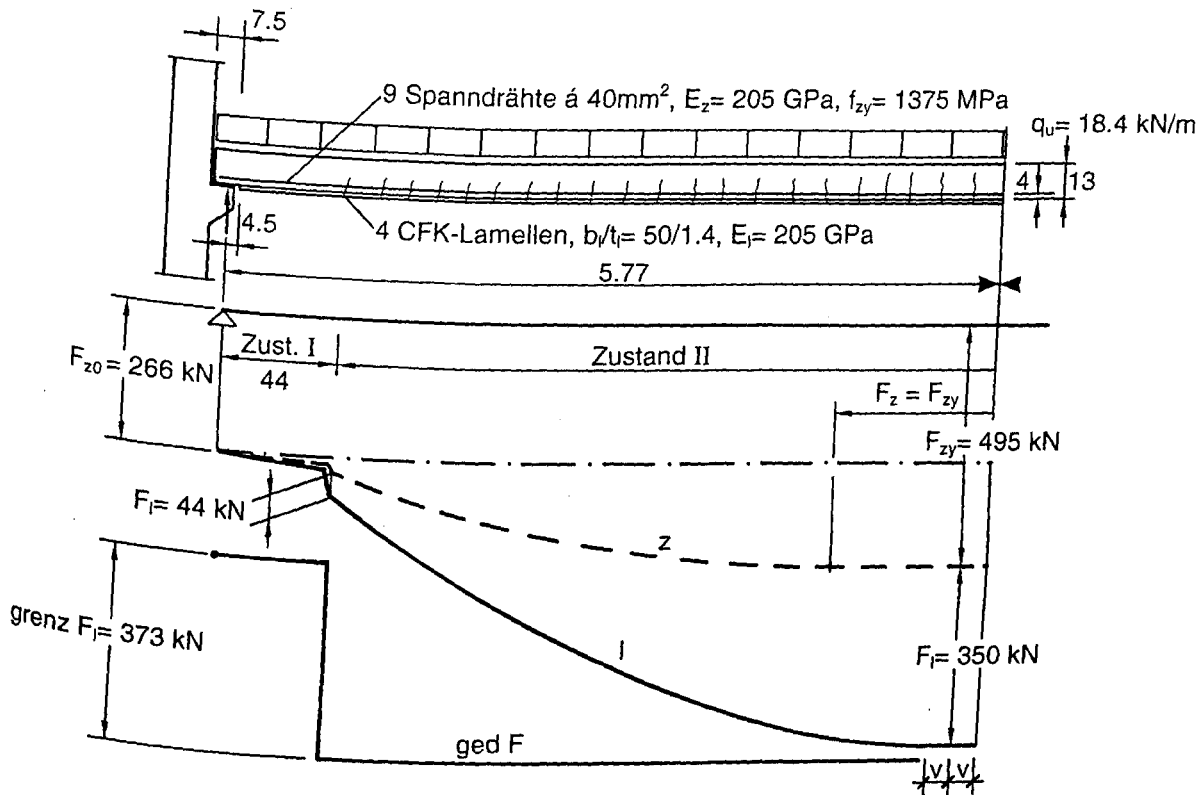


Bild 48: Bewehrungszugkräfte, Zukraftdeckung und Lamellenverankerung im rechnerischen Bruchzustand für vorgepannte Balkonplatten, Typ WBS 70, (maßgebende Variante)

9 Dimensionierungshilfe für die Sofortentscheidung auf der Baustelle

9.1 Anwendungsgrenzen

In 9.1 wird eine Tabelle angegeben, aus der in Abhängigkeit von einigen Parametern die erforderliche Lamellenanzahl für die jeweilige Balkonplatte zu entnehmen ist. Bei Anordnung dieser Anzahl sowie der nachfolgend genannten Anwendungsgrenzen ist unter Voraussetzung einer handwerklich einwandfreien Ausführung die Einhaltung aller erforderlichen Nachweise und damit die Standsicherheit der Balkonplatte für die unter 3.4 angenommenen Lasten mit ausreichender Sicherheit gewährleistet. Hierbei handelt es sich um den Nachweis der Biegebruchsicherheit unter Einhaltung einer Lamellengrenzdehnung, bei der das Fließen der Innenbewehrung und Lamellenentkoppelung, jeweils im Gebrauchszustand sowie Lamellenzugbruch verhindert wird. Weiterhin wird die Endverankerung der Lamellen, die Verankerung der Spanngliedkraft über Verbund sowie die Schubtragfähigkeit im verstärkten Zustand gewährleistet. In Bild 49 sind die Lamellendeckungen bei Erreichen des erforderlichen Biegebruchmomentes im verstärkten Zustand sowie die Lamellengrenzdehnungen für den jeweiligen Lamellentyp bei Einhaltung der nachfolgend aufgeführten Anwendungsgrenzen dargestellt.

Entsprechend den an Originalplatten gemessenen Betondruckfestigkeiten, dem guten Zustand und dem rel. hohen Alter der vor Ort vorgefundenen Bauteile ist es gerechtfertigt, eine Betondruckfestigkeit, die mindestens einem B 35 nach DIN 1045 entspricht, anzunehmen. Dies ist an jedem Bauteil durch Prüfung mit dem Rückprallhammer zu verifizieren. Die Tabelle 12 gilt ferner nur für solche Platten, die mindestens die in der ursprünglichen Planung vorgesehene Anzahl von neun Spanndrähten enthält. Weiterhin darf die Plattendicke das planmäßige Maß von $h = 14$ cm um nicht mehr als einen Zentimeter unterschreiten, d. h. $\min h = 13$ cm.

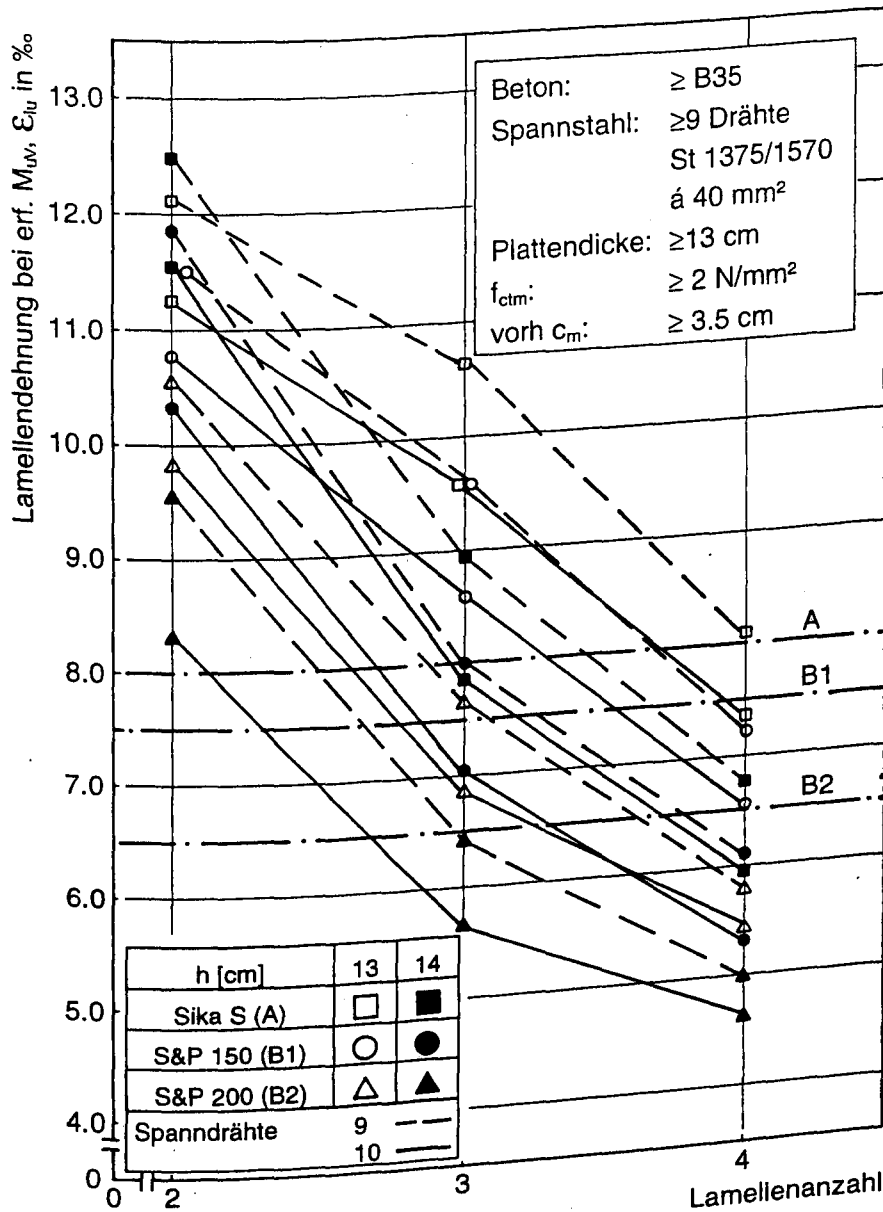


Bild 49: Lamellendehnungen ϵ_{lu} bei Erreichen des erforderlichen Biegebruchmomentes im verstärkten Zustand M_{uv} sowie Lamellengrenzdehnungen

In der Biegebemessung ist die Lamellenanzahl unter Zugrundelegung einer durchschnittlichen Betondeckung aller Spanndrähte in Plattenmitte von nicht mehr als $\text{vorh } c_m = 3,5 \text{ cm}$, also von $0,5 \text{ cm}$ mehr als planmäßig, durchgeführt worden. Überschreitungen dieses Maßes um maximal $0,5 \text{ cm}$ sind zulässig, sofern eine zusätzliche Lamelle angeordnet wird. Um dem bisher insgesamt noch rel. geringen Erfahrungsumfang in der nachträglichen Verstärkung sehr schlanker Spannbetonbauteile, insbesondere bzgl. der Lamellenverankerung Rechnung zu tragen, wird mit $\min f_{ctm} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ ein um $0,5 \text{ N/mm}^2$ höherer Mittelwert der Oberflächenzugfestigkeit als in den geltenden Richtlinien [47,48] gefordert.

Um eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Zusatzbewehrung über die Plattenbreite zu gewährleisten und damit ungünstige Steifigkeitskonzentrationen in der Zugzone weitgehendst zu vermeiden, ist nur die Verwendung von CFK-Lamellen mit der geringsten lieferbaren Breite von $b_l = 5 \text{ cm}$ vorgesehen. Die Tabelle 12 gilt für die derzeit allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Lamellentypen. Sie ist jedoch ebenfalls für andere Lamellentypen mit gleichen oder ähnlichen

Dicken und mechanischen Kennwerten sinngemäß anwendbar, sofern deren grundsätzliche Eignung für die Bauteilverstärkung in Versuchen nachgewiesen wurde.

9.2 Erforderliche Lamellenanzahl

9.2.1 Feststellungen vor Ort

Betonfestigkeitsklasse

- Feststellung der Betonfestigkeitsklasse durch Prüfung mit Rückprallhammer an drei Meßstellen an Plattenoberseite mit zehn Schlägen pro Meßstelle nach DIN 1048, T2,
- Einordnen der Meßergebnisse in eine Betonfestigkeitsklasse nach DIN 1045
- **Bedingung: Betonfestigkeitsklasse \geq B35**

Oberflächenzugfestigkeit

- Messung der Oberflächenzugfestigkeit des Betons an der Unterseite mittels aufgeklebter Metallstempel \varnothing 50 mm mit Ringnut nach DIN 1048-2.
- **Bedingung: $f_{ctm} \geq 2,0 \text{ N/mm}^2$**
- Pro Platte sind drei Messungen ausreichend. Wird damit die o. g. Bedingung nicht erreicht, dürfen die an zwei weiteren Stellen gemessenen Ergebnisse zur Mittelwertbildung herangezogen werden.

Plattendicke

- Messung der Plattendicke h an drei Stellen
- **Bedingung: $h \geq 13 \text{ cm}$**
- bei $h < 13,5 \text{ cm}$ auf $cal h = 13 \text{ cm}$ abrunden, sonst $cal h = 14 \text{ cm}$

Anzahl der Spanndrähte

Ermittlung der Spanndrahtanzahl n mit Bewehrungssuchgerät

Bedingung: $n \geq 9$

Betondeckung

- Feststellung der mittleren Betondeckung aller Spanndrähte $vorh c_m$ mit geeignetem elektronischen Bewehrungssuchgerät in Feldmitte der Platte
- **Bedingung: $vorh c_m \leq 3,5 \text{ cm}$**
- Eine Überschreitung dieses Maßes um maximal 0,5 cm ist zulässig. Dann ist eine Lamelle mehr, als in Tabelle 12 angegeben anzuordnen.

9.3 Wahl der Lamellenanzahl

Tab. 12: Erforderliche Lamellenanzahl in Abhängigkeit von Plattendicke h sowie Spanndrahtanzahl n für unterschiedliche Lamellentypen, gültig für $b_1 = 50 \text{ mm}$

Lamellentyp	cal $h = 13 \text{ cm}$		cal $h = 14 \text{ cm}$	
	$n = 9$	$n = 10$	$n = 9$	$n = 10$
Sika S	5	4	4	3
S&P 150	4	4	4	3
S&P 200	4	4	3	3

9.3 Konstruktionsregeln, Ausführung

Hinsichtlich der Voruntersuchungen, der handwerklichen Ausführung und der durchzuführenden Maßnahmen der Eigenüberwachung wird auf die geltenden Richtlinien [47,48] verwiesen. Sofern sie von letzteren abweichen, sind die in 9.1 genannten Bedingungen einzuhalten.

Aus bereits genannten Gründen wird empfohlen, nur Lamellen mit einer Breite von 50 mm zu verwenden. Bei Verwendung breiterer Lamellen sollte eine Lamellenanzahl von drei nicht unterschritten werden. Neben der selbstverständlichen Nichtunterschreitung des sich aus Tab. 12 für die Lamellenbreite $b_1 = 50 \text{ mm}$ ergebenden Gesamtquerschnitts sollte dieser bei Verwendung breiterer Lamellen auch nicht um mehr als 20% überschritten werden. Ferner wird empfohlen, den Abstand der Lamellenenden von der Auflagervorderkante auf maximal $2,5 \text{ cm}$ zu begrenzen. In Bild 50 ist die empfohlene Lamellenanordnung dargestellt.

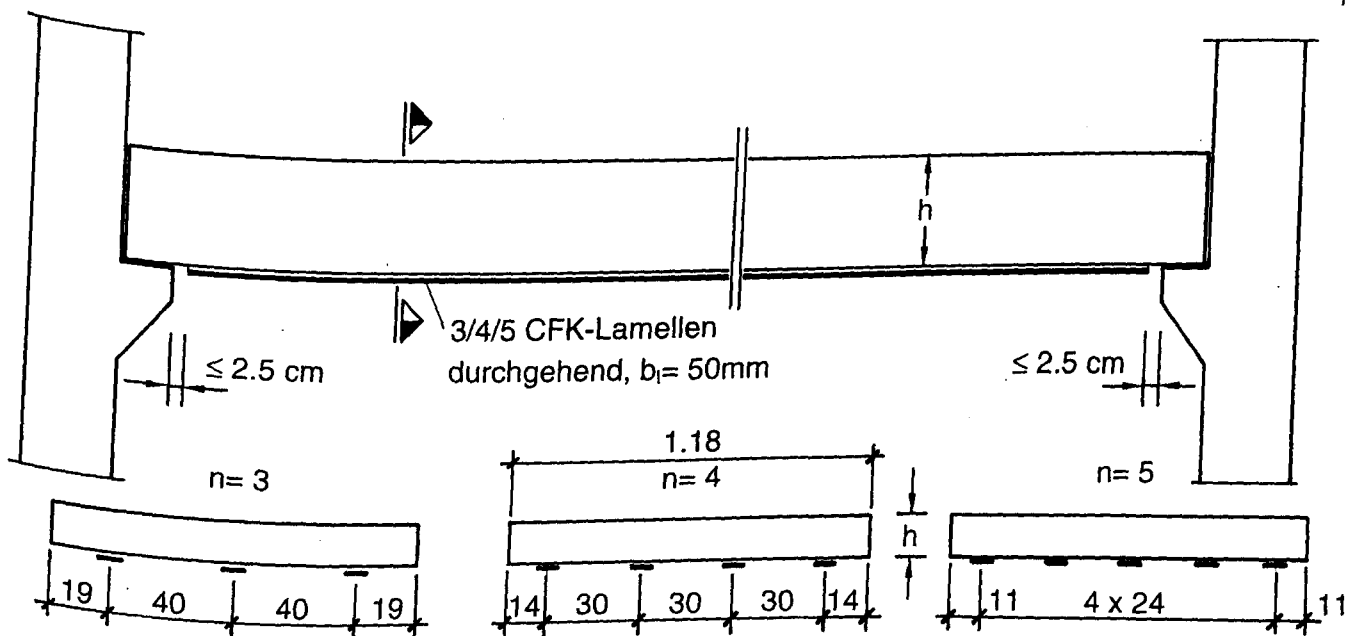


Bild 50: Anordnung der CFK-Lamellen für 3 / 4 und 5 Lamellen sowie $b_1 = 50 \text{ mm}$

10 Weiterer Forschungsbedarf

Mit den bislang bekannten Werkzeugen ist eine sichere Dimensionierung der Verstärkung von vorgespannten Balkonplatten vom Typ WBS 70 möglich. In den geltenden Richtlinien [47,48] wird jedoch der für den Nachweis der Lamellenendverankerung rechnerisch ausnutzbare Wert der

Oberflächenzugfestigkeit des Betons auf maximal $f_{ctm} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ begrenzt. Dies hat den Grund, daß die Ursachen und die Auswirkungen der Versagensart Zwischenfaserbruch noch unzureichend bekannt sind. Es soll verhindert werden, daß bei Ansatz höherer Oberflächenzugfestigkeiten der Zwischenfaserbruch maßgebend und damit unsicher dimensioniert wird.

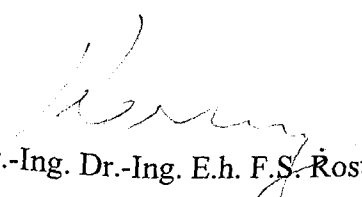
An den hier behandelten Balkonplatten werden häufig höhere Werte als $f_{ctm} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ festgestellt. Dies gilt auch meist für andere zu verstärkende Stahlbetonbauteile. Eine weitere Klärung des Mechanismus des Zwischenfaserbruchs ist notwendig, um diese Art des Verbundversagens besser vom oberflächennahen Betonbruch abgrenzen und so genauere Aussagen über die rechnerisch ausnutzbare Oberflächenzugfestigkeit treffen zu können.


Bislang ist der Zwischenfaserbruch, bezogen auf lamellenverstärkte Betonbauteile bis auf [20] noch nicht in der Fachliteratur angesprochen worden. Diese maßgebende Versagensart bedarf jedoch aus genannten Gründen der gezielten Untersuchung. Erste Ansätze und Überlegungen, die auf der Bruchmechanik von 2-Phasen - Systemen basieren, sind in Abschn. 5.5 vorgestellt worden. Ein abschließendes Modell dieser komplexen Versagensart konnte noch nicht entwickelt werden. Entscheidende Bedeutung kommt u. a. der Ermittlung des Verhältnisses der Bruchmodi in der Verbundrißspitze zu. Hierfür ist die Erfassung der Lamellenverschiebungen, insbesondere aus der Lamellenebene heraus notwendig. Hochentwickelte Meßtechnik (ESPI) scheint hierfür geeignet, wie erste Tastversuche (s. Abschn. 5.5.3) andeuten. Eine weitere experimentelle Absicherung und theoretische Verfeinerung der bisherigen Überlegungen sind daher im Interesse einer konsistenten, wirklichkeitsnahen und ohne unnötig hohe Margen sicheren Nachweisführung dringend angeraten.

11 Zusammenfassung

Im vorliegenden Forschungsbericht wurden Grundlagen zur Bemessung der Verstärkung von vorgespannten Balkonplatten von Großtafelbauten, Typ WBS 70 mit geklebten CFK-Lamellen erarbeitet. Sie bauen z. T. auf vorhandene Ingenieurmodelle des Verbundes geklebter Stahllaschen auf. Es wurden Verbundversuche zur Erforschung der Grundlagen des Verbundverhaltens auf Beton geklebter CFK-Lamellen sowie Biegeversuche, z.T. an Original - Balkonplatten durchgeführt. Die Übertragbarkeit von Teilen des Theoriegebäudes für Stahllaschen auf CFK-Lamellen, z. B. des Verbundmodells konnte gezeigt werden. Das grundsätzliche Vorgehen bei der Biegebemessung kann vom konventionellen Stahl- bzw. Spannbetobau übernommen werden. Alle erforderlichen Nachweise wurden für die jeweils ungünstigste Parameterkombination geführt.

Ergebnis ist eine einfache Tabelle, die innerhalb bestimmter Anwendungsgrenzen, die jedoch fast die Gesamtheit aller vor Ort anzutreffenden Bauteile des behandelten Typs abdeckt, für alle derzeit zugelassenen Lamellentypen die erforderliche Lamellenzahl angibt. Wie in den vorhergehenden Abschnitten gezeigt wurde, werden hierfür alle maßgebenden Nachweise eingehalten. Die Tabelle ist auch für andere Lamellentypen mit vergleichbaren mechanischen Werten anwendbar. Anleitungen zur Prüfung des Bauteils auf die relevanten Parameter sowie Konstruktionshinweise werden gegeben. Somit steht ein einfaches Werkzeug zur raschen Dimensionierung der Lamellenverstärkung von Balkonplatten, Typ WBS 70 vor Ort zur Verfügung.


(Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. F.S. Rostásy)


(Dipl. - Ing. U. Neubauer)

Braunschweig, 25. 01. 1999

Literatur

- [1] Dimensionierungsanleitung und -tabellen für die Verstärkung von Balkonplatten, Typ WBS 70 in Magdeburg-Olvenstedt durch geklebte Laschen aus kohlefaserverstärktem Kunststoff, Ingenieurbüro Prof. Dr. - Ing. F. S. Rostásy, Braunschweig, 04. 04. 1995
- [2] Unterlagen zur Konstruktion von Bauelementen von Großtafelbauten, Typ WBS 70 einschl. Bewehrungsplan der Loggiadecke, erhalten von Ingenieurbüro BAUTRA GmbH, Magdeburg, 29. 11. 1994
- [3] Originalstatik und statische Berechnungen zur Verstärkung mit CFK-Lamellen der Loggiadecke 48899, erhalten von Ingenieurbüro BAUTRA GmbH, Magdeburg, 29. 11. 1994
- [4] **Grether, M., Schurter, U., Meier, B., Meier, M., Meier, U., Schwegler, G., Deuring, M., Steiner, W., Walser, R., Scherer, J.:** Werkstoff CFK - grenzenlose Möglichkeiten?, Beiträge in Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 44, Oktober 1996
- [5] **Nanni, A:** Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement, Concrete International, June 1995
- [6] **Ehsani, M. R.:** Strengthening of Earthquake - Damaged Masonry Structures with Composite Materials, Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2) „Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures, Ghent, 1995
- [7] **Schwegler, G:** Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundwerkstoffen, Dissertation, ETH Zürich, 1994
- [8] **Kempe, O., Nizsche, F:** - E: Genehmigungs- und Ausführungsplanung zur statischen Ertüchtigung von Holzbalkendecken im Schönhof Görlitz, Dresden, Februar 1997
- [9] **Holst, Alexander:** Verstärkung von Biegeträgern aus Holz mit Lamellen aus kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff, Diplomarbeit, TU Braunschweig, Dezember 1997
- [10] Bauteilversuche an vorgespannten Balkonplatten Typ WBS 70 zur Beurteilung einer Verstärkung mit Laschen aus kohlefaserverstärktem Kunststoff, Untersuchungsbericht 1448/325 der MPA-Braunschweig, 1995
- [11] Beurteilung der Möglichkeit der Verstärkung einer Kassettendecke mit geklebten CFK-Lamellen sowie Erarbeitung von Dimensionierungsgrundlagen, Ingenieurbüro Prof. Dr. - Ing. F. S. Rostásy, Braunschweig, 06. 05. 1996
- [12] Biege- und Schubtragverhalten eines mit geklebten CFK-Lamellen und Stahllaschenbügeln verstärkten Stahlbetonträgers, Untersuchungsbericht Nr. 8516/8516 -Neu- des Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig vom 13.05. 1996
- [13] Beurteilung der Ergebnisse eines Balkenversuches im Hinblick auf die Erteilung einer Zustimmung im Einzelfall zu Verstärkung dreier Brücken mit CFK-Lamellen sowie Erarbeitung von Dimensionierungsgrundlagen, Ingenieurbüro Prof. Dr. - Ing. F. S. Rostásy, Braunschweig, 13. 05. 1996
- [14] **Holzenkämpfer, P.:** Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1993.

- [15] **Ranisch, E.-H.:** Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 54, 1982.
- [16] **Pichler, D.:** Die Wirkung von Anpreßdrücken auf die Verankerung von Klebelamellen. Dissertation, Universität Innsbruck, 1993
- [17] **Hankers, Ch.:** Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1996
- [18] Verbundversuche an Doppellaschenkörpern mit CFK-Lamellen und Biegeversuche an mit CFK-Lamellen verstärkten Platten, Untersuchungsbericht Nr. 8511/8511 -Neu- des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz Braunschweig vom 05.11.1996
- [19] Versuche zur Bestimmung der Werkstoffeigenschaften, der Verbundtragfähigkeit, des Entkoppelungsverhaltens von CFK-Lamellen sowie Biegeschubversuche an mit CFK-Lamellen verstärkten Platten, Untersuchungsbericht Nr. 8524/5247 des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig vom 20. 05. 1998
- [20] **Neubauer, U.; Rostásy, F.S.:** Design Aspects of Concrete Structures Strengthened with Externally Bonded CFRP-Plates, Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh, 1997
- [21] **Maeda, T., Asano, Y., Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y.:** A study on bond mechanism of carbon fiber sheet. Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, Vol. 1, 279 - 286
- [22] **Yoshizawa, H., Zhishen, W.:** Analysis of debonding fracture properties of CFS strengthened r/c members subject to tension. Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, Vol. 1, 287 - 294
- [23] **Fukuzawa, K., Numao, T., Wu, Z., Yoshizawa, H., Mitsui, M.:** Critical strain energy release rate of interface debonding between carbon fiber sheet and mortar. Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, Vol. 1, 295 - 302
- [24] **Nanni, A., Bakis, C.E., Boothby, T.E.:** externally bonded FRP composites for repair of r/c structures. Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, Vol. 1, 303 - 310
- [25] **Wu, Z., Matsuzaki, T., Tanabe, K.:** Interface crack propagation in FRP-strengthened concrete structures. Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, Vol. 1, 319 - 326
- [26] **Lee, Y.J., Tripi, J.M., Boothby, T.E., Bakis, C.E., Nanni, A.:** Tension stiffening model for FRP-sheets bonded to concrete. Proceedings of the Second International Conference on Composites in Infrastructure, Tucson, Jan. 1998, Vol.1., 175 - 186

- [27] **Bazant, Z. P., Planas, J.:** Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials, CRC Press, Boca Raton, 1998
- [28] **Gillespie, J.W.; Carlsson, L.A.; Smiley, A.J.:** Rate-dependent mode I interlaminar crack growth mechanisms in graphite/epoxy and graphite/PEEK, Composites Science and Technology, Elsevier Applied Science Publishers Ltd, 1987
- [29] **Lang, R.W.; Heym, M.; Tesch, H.; Stutz, H.:** Influence of constituent properties on interlaminar crack growth in composites, High Tech-the Way into the Nineties, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam 1986
- [30] **Zhao, S., Gaedke, M., Prinz, R.:** Mode II delamination of carbon/epoxy composites. Adv. Composite Mater., Vol. 4, No. 2, pp 111-127, 1994
- [31] **Bradley, W.L.; Jordan, W.M.:** The relationship between resin ductility and composite delamination fracture toughness, Proceedings of the International Symposium on Composite Materials and Structures, Peking, China, 1986
- [32] **Rikards, R., Korjakin, A., Buchholz, F.-G., Wang, H., Bledzki, A. K., Wacker, G.:** Interlaminar Fracture Toughness of GFRP Influenced by Fiber Surface Treatment. Journal of Composite Materials, Vol. 32, No. 17/1998
- [33] **Korjakin, A., Rikards, R., Buchholz, F.-G., Richard, H. A., Bledzki, A., Wang, H.:** Investigations of Interlaminar Fracture Toughness of Laminated Polymeric Composites, Mechanics of Composite Materials, Vol. 34, No. 3, 1998
- [34] **Tsai, S. W., Wu, E. M.:** A General Theory of Strength for Anisotropic Materials, Journal of Composite Materials, Vol. 5, January 1971, pp. 58-80
- [35] **Christensen, R. M.:** Tensor Transformations and Failure Criteria for the Analysis of Fiber Composite Materials. Journal of Composite Materials, Vol. 22, 1988, pp. 874-897
- [36] **Knaust, W.:** Zur Analyse und Optimierung von Faserverbund-Leichtbauteilen. Dissertation D34, fachbereich Maschinenbau der Universität - GH KasselFortschr.-Ber. VDI, R.20, Nr. 11, VDI-Verlag Düsseldorf, 1989
- [37] **Herrmann, G.:** Zum Bruchverhalten gerichteter Glasfaserverbunde. Dissertation TU Stuttgart, 1982
- [38] **Puck, A.:** Das „Knie“ im Spannungs-Dehnungs-Diagramm und Rißbildung bei Glasfaser/Kunststoffen. Kunststoffe 58, 1968, pp. 886-893
- [39] **Cuntze, R. et. al.:** Neue Bruchkriterien und Festigkeitsnachweise für unidirektionalen Faserkunststoffverbund unter mehrachsiger Beanspruchung -Modellbildung und Experimente-. Fortschrittberichte VDI, Reihe 5, Nr. 506, VDI-Verlag, Düsseldorf, 1997
- [40] **Hashin, Z.:** Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites. Journal of Applied Mechanics, June 1980, Vol. 47, pp. 329-334
- [41] **Puck, A.:** Praxisgerechte Bruchkriterien für hochbeanspruchte Faser-Kunststoffverbunde. Kunststoffe 82, 1992 2, pp. 149-155

- [42] **Rikards, R.:** Mixed mode I/II CTS experiments and developement of fracture criterion for CFRP-Laminate, Co-operation project. Report, Institute of Computer Analysis of Structures, Faculty of Civil Engineering, Riga Technical University, December 1998
- [43] **Sih, G. C.:** Strain-energy-density factor applied to mixed mode crack problems. *Int. Journ. of Fracture*, 10, 1974, pp. 305-321
- [44] **Di Leonardo, G.:** Fracture toughness characterization of materials under multiaxial loading. *Int. Journ. of Fracture*, 15, 1979, pp. 537-552
- [45] **Buyukotztürk, O., Hearing, B.:** Failure Behavior of Precracked Concrete Beams retrofitted with FRP. *Journal of Composites for Construction*, August 1998
- [46] **Irwin, G. R.:** Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. *Journal of Applied Mechanics*, ASME, 24, pp. 361-364
- [47] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-29, Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen "Sika CarboDur", Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 11. November 1997
- [48] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-54, Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch mit dem Baukleber ispo Concretin SK 41 schubfest aufgeklebte S&P Kohlefaserlamellen, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 12. Oktober 1998
- [49] **Fukuyama, H. et. al.:** Guidelines for Structural design of FRP reinforced Concrete Building Structures. Building Research Institute, Japanese Ministry of Construction, Tokio, 1995
- [50] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON: CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'information N° 213/214
- [51] **Schober, H.:** Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. Dissertation, Universität Stuttgart, 1984